

138  
UNION GÉODÉSIQUE ET GÉOPHYSIQUE INTERNATIONALE  
INTERNATIONAL UNION OF GEODESY AND GEOPHYSICS

ASSOCIATION INTERNATIONALE  
D'HYDROLOGIE SCIENTIFIQUE

INTERNATIONAL ASSOCIATION  
OF SCIENTIFIC HYDROLOGY

# ASSEMBLÉE GÉNÉRALE DE TORONTO

3-14 SEPT. 1957

# GENERAL ASSEMBLY OF TORONTO

TOME III

EAUX DE SURFACE

PREVISION

EVAPORATION

VOLUME III

SURFACE WATERS

PREVISION

EVAPORATION

PUBLIÉ AVEC L'AIDE FINANCIÈRE DE L'UNESCO

PRIX: 300 Frs belges

PUBLICATION N° 45

DE L'ASSOCIATION INTERNATIONALE D'HYDROLOGIE SCIENTIFIQUE

SECRÉTAIRE : L. J. TISON


RUE DES RONCES, 61, GENTBRUGGE (BELGIQUE)

GENTBRUGGE 1958









Digitized by the Internet Archive  
in 2024



GB  
651  
I63  
no. 45-46

UNION GÉODÉSIQUE ET GÉOPHYSIQUE INTERNATIONALE  
INTERNATIONAL UNION OF GEODESY AND GEOPHYSICS

ASSOCIATION INTERNATIONALE  
D'HYDROLOGIE SCIENTIFIQUE

INTERNATIONAL ASSOCIATION  
OF SCIENTIFIC HYDROLOGY //

# ASSEMBLÉE GÉNÉRALE DE TORONTO

3-14 SEPT. 1957

# GENERAL ASSEMBLY OF TORONTO

TOME III

EAUX DE SURFACE

PREVISION

EVAPORATION

VOLUME III

SURFACE WATERS

PREVISION

EVAPORATION

PUBLIÉ AVEC L'AIDE FINANCIÈRE DE L'UNESCO

PRIX : 300 Frs belges

PUBLICATION No 45

DE L'ASSOCIATION INTERNATIONALE D'HYDROLOGIE SCIENTIFIQUE

SECRÉTAIRE : L. J. TISON

RUE DES RONCES, 61, GENTBRUGGE (BELGIQUE)

GENTBRUGGE 1958



# COMMISSION DES EAUX DE SURFACE

## COMPTES-RENDUS DES SÉANCES

### 1<sup>re</sup> SÉANCE

*Mardi 10 Septembre 1957 (matin)*

*Président* : M. L. SERRA (France) qui ouvre la séance à 9 h. 15.

*Sont présents* : M.M. W. ALLARD, U.K.; A.A. ARAP, Canada; H.D. AYERS, Canada; J.P. BRUCE, Canada; R.C. CARTER, Canada; Van T. CHOW, U.S.A.; I. DALRYMPLE, U.S.A.; W.H. DURUM, U.S.A.; W. FRIEDRICH, Allemagne; B. GUILMET, France; El. HAMILTON, U.S.A.; G.E. HARBECK, U.S.A.; R.W. IRWIN, Canada; F.R. KELLER, Allemagne; M.A. KOHLER, U.S.A.; J. KOLUPAILA, U.S.A.; W.B. LANGBEIN, U.S.A.; R.K. LINSLEY, U.S.A.; J. LAMBOR, Pologne; Abd el MAGAD, Soudan; C.T. MERRIAM, U.S.A.; G. NYBRANT, Suède; Ben OSMAN, Tunisie; M. PARDE, France; G. REMENIERAS, France; J. RODIER, France; D.C. ROSE, Canada; M.S. SACHS, U.S.A.; H. SCHOELLER, France; H.E. SCHWARZ, U.S.A.; L. SERRA, France; W. STICHLING, Canada; J.T. THUISSE, Pays-Bas; G. TISON, Belgique; L.J. TISON, A.I.H.S.; A. VOLKER, Pays-Bas; A. VIBERT, France; C.L. WALKER, U.S.A.; R.N. WILSON, U.S.A.; P.O. WOLF, U.K..

Cette première séance est consacrée aux :

« Méthodes de prévision des eaux avec étude particulière des débits extrêmes (étiages et crues) »

Le Président donne successivement la parole aux Conférenciers suivants inscrits à l'ordre du jour :

1. J. LAMBOR — « *Evaluation du coefficient d'écoulement appliqué aux prévisions hydrologiques.* »

Cet exposé donne lieu à quelques commentaires :

P.O. WOLF

Professor Lambor stated that, the formula for the total loss  $S$ , he has to find the values of  $a$ ,  $b$ ,  $m$  and  $n$ ; but it appears that he has also varied two indices in this term  $A$ , so that he seems to have to find the best values of six variables - a much larger task.

As regards the dimensions of the equation for  $S$ , because the indices of dimensional variables are varied, the coefficients possess variable dimensions also. Has Professor Lambor succeeded in describing his phenomena in a series of non-dimensional equations which would make comparison between different river systems so much easier?



Dr. LAMBOR replies:

There are, in principle, 6 unknowns in these equations; 2 unknowns, however are taken as constants in order to make the solution easier. The formula being an empirical one, the coefficients are dimensional. I did not transform this formula into a non-dimensional form as there was no need for it —but this can be done of course.

Mr. ALEXANDER:

Mr. Lambor's formula is similar to that proposed by Mr. Fuller in 1914 except that he uses the term  $(\log N)^m$  instead of  $\log N$ . He gave the range of  $m$  as  $> 0.85$  and  $< 1.30$  and in the examples as 1.05, 1.10 and 1.09. Does the author consider that this variation may be ascribed to sampling errors or is it related to basin or meteorological characteristics?

Prof. LAMBOR replies:

The approximate linear relation between  $\log Q$  and  $\log N$  is usually observed only for large values of  $N$ . This empirical rule is confirmed by the theoretical considerations of E.T. Gumbel.

For small values of  $N$  the relation between  $\log Q$  and  $\log N$  is always unlinear. The shape of the curve (and the parameter  $n$ ) depends on the character of a drainage area.

D'après M. PARDE,

la méthode exposée par M. Lambor et qui distingue dans le déficit d'écoulement lors d'une crue, une première fraction A correspondant à une période initiale d'infiltration décroissante mais grande au total, et une seconde fraction B correspondant à une infiltration stabilisée à son maximum possible, est très correcte. Mais M. Pardé doute qu'il soit très facile, étant données la variété et la complexité des phénomènes, d'élaborer avec autant d'exactitude que de précision, les différents paramètres et exposants contenus dans les équations de M. Lambor. Les bons résultats pratiquement obtenus dans l'emploi de ces formules doivent être dus en grande partie à la compétence et à l'intuition des distingués ingénieurs polonais.

2. P.O.WOLF — « *The influence on flood peak discharges of some meteorological topographical and hydraulic factors.* »

E.H. SCHWARZ:

The question raised was the problem of defining and measuring landslope, particularly in relation to streams both above a developed channel and along a develop channel. Mr. Wolf referred to details of his paper.

M. PARDE

prend la parole non pour poser une question, mais pour prononcer un éloge. Je félicite M. Wolf pour sa belle communication, mais surtout il rappelle que peu de temps après la catastrophe de Seynmereth dont le conférencier vient de caractériser les facteurs géophysiques, ce dernier, et d'autres hydrauliciens et géographes Anglais, alertés aimablement par M. Allard ont fourni à M. Pardé une quantité de renseignements relatifs à ce phénomène. Quant aux débits de ce dernier sur la West Seyn, M. Wolf les a étudiés d'après un modèle reproduisant le lit du torrent en un lieu où celui-ci dessine un angle droit.

3. S. KACZMAREK — « *A method of determining the frequency of droughts.* »

4. A. KALIN — « *Application de tests statistiques à la prévision d'apports globaux à l'aide de regressions.* »
5. H.A. MORRICE — « *The use of electronic computing Machines to plan the Nile Valley as a whole.* »
7. G.K. KALININ — « *The computation and forecast of the run-off by a water inflow into Rivers.* »

(Paper presented by title)

8. W.N. STAMMERS and H.D. AYERS — « *The effect of slope and microtopography on depression storage and surface detention.* »

P.O. WOLF

A number of the diagrams show trend which it appears difficult to understand. Would the authors show on the diagrams the actual observations?

R.K. LINSLEY :

Q Are rates of runoff in excess of 1 in/hr common in Canada?

A : No

Q : Is it not dangerous to extrapolate this information to low flow rates?

Dr. Behlke, Stanford Univ., has developed equations of sheet flow by analytical treatment.

9. M. PARDE — « *Etiages surabondants de certaines rivières.* »

10. J.E. NASH — « *The form of the instantaneous Unit hydrograph.* »

(Communication présentée par P.O. Wolf).

## 2<sup>me</sup> SÉANCE

Mercredi 11 Septembre 1957 (matin)

Président : M. Earl HARBECK, U.S.A. qui ouvre la séance à 9 h. 15.

Sont présents : MM. G.N. ALEXANDER, Australie; W. ALLARD, U.K.; M. BAKER, Canada; E. BERNIER, Canada; D.M. BERRY, Canada; H.F. BLANEY, U.S.A.; D.N. BOYD, Canada; J.P. BRUCE, Canada; D.M. BROWN, Canada; R.C. CARTER, Canada; L. CARTIER, Canada; J.L. CHAPMAN, Canada; I. DALRYMPLE, U.S.A.; F. FOURNIER, France; W. FRIEDRICH, Allemagne; J. GOLD, Canada; M. GOLDSCHMIDT, Israel; B. GUILMET, France; E.L. HAMILTON, U.S.A.; G.E. HARBECK, U.S.A.; F.R. KELLER, Allemagne; K.M. KING, Canada; M.A. KOHLER, U.S.A.; N. KOHNKE, U.S.A.; J. KOLUPAILA, U.S.A.; KURON, Allemagne; W.B. LANGBEIN, U.S.A.; R.K. LINSLEY, U.S.A.; L.B. MAC HATTIE, Canada; C.T. MERRIAM, U.S.A.; G. NYBRANT, Suède; S. ORVIG, Canada; M. PARDE, France; J. RODIER, France; G.W. ROBERTSON, Canada; M.S. SACHS, U.S.A.; J.S. SAWYER, U.K.; H.E. SCHWARZ, U.S.A.; G. SCRUTON, Canada; L. SERRA, France; M. SLIVITSKI, Canada; D.D. SMITH, U.S.A.; W. STICHLING, Canada; J. TIXERONT, Tunisie; A. VOLKER, Pays-Bas; C.L. WALKE, U.S.A.;



G.P. WILLIAMS, Canada; R.N. WILSON, U.S.A.; D. WITHERSPOON, Canada; P.O. WOLF, U.K..

Cette séance est consacrée aux problèmes touchant à l'évaporation.  
Le Président donne la parole aux conférenciers suivants:

Cette communication, présentée par M. THIJSSE, donne lieu aux commentaires suivants :

H.E. SCHWARZ :

More detailed information on the development of the linear system used in programming the Nile studies was requested. Prof. Thijsse referred the questioner to the address of Mr. Morrice or to I.B.M. London.

M.S. SACHS :

Question: Was there any attempt made to reduce the period of study to less than 48 years; in other words to a critical period say 4-10 years.

Answer: Yes it was tried but results were not too successful and it is necessary to study the longer period.

S. KOLUPAILA :

Author asked for an opinion concerning adjustment of previous data, interrupted by gages and distorted by erosion, I had an experience in 1933, when data of observations on the Nemunas-River in Lithuania 1812 to 1932 were used for determination of runoff during 120 years: The average stage was computed for 2 halves of the period; difference was assumed as result of a linear change in the bottom. Corrections were introduced and daily discharges were computed. Results were published in Proceedings of the IV Baltic Hydrologic Conference in 1933; they made a second long series of runoff data in Europe. Later the data were found about the river bed, which confirmed quite well our hypothetical assumption.

J. RODIER :

Il est intéressant de signaler que les variations du Niger et du lac Tchad sont parallèles à celles du Nil : abondance de 1870-1890, période sèche avec quelques petites pointes jusqu'en 1946. La connaissance des submersions de la dépression du Bahr el Ghazal depuis 1820 permet de préciser qu'une période de quarante ans d'hydraulicité médiocre n'est pas exceptionnelle. Quant aux changements de conditions climatiques évoquées par le conférencier, nous pouvons préciser que la dernière période humide date de 6.000 ans avant Jésus-Christ (époque des grandes antilopes, des peintures rupestres et de la savane) correspondant à peut-être un excédent de 300 mm ou plus par rapport à la hauteur de précipitations annuelles actuelles.

Une intéressante discussion sur les fluctuations parallèles du Nil et du Niger s'engage entre M. Thijsse et M. Rodier. Le Président se voit obligé de l'interrompre en raison des nécessités de l'horaire.

6. M.S. SACHS — *«Methods and procedure used in forecasting dependable seasonal streamflows.»*

C.F. MERRIAM

enters discussion, a one most appreciative of great value of even apparently small increases in assured river flow.



He was asked by author concerning advisability of ground water studies to improve still further the forecasts. The answer based on experience at the Pienna-Water & Power Co as recorded in transactions of the American Geophysical Union is assuredly «Yes».

11. W.A. NEILKER and S. ORVIG — «*Evaporation and transpiration from an open Lichen Woodland surface.*»

Cette communication est présentée par S. ORVIG.

A. VOLKER

demande quelques précisions de détail sur les caractéristiques des instruments de mesure d'évaporation utilisés.

12. P.P. DEMIANCZUK — «*Evaporation de la surface libre de l'eau dans les conditions naturelles en Pologne.*»

13. G.W. ROBERTSON and R.M. HOLMES — «*A new concept of the measurement of evaporation for climatic purposes.*»

Cette communication présentée par G.W. ROBERTSON donne lieu aux commentaires suivants :

R.K. LINSLEY :

Hydrologist have not been very careful in use of terms. In this case the term «latent evaporation» is introduced and defined as the evaporation loss from a specific instrument. In the interest of good terminology this should be called «evaporation from Black Belloni plate» and not «latent evaporation». This latter term implies a basic concept, which in fact is not as defined by Mr. Robertson.

H.F. BLANEY

In California we have found a straight line correlation between the difference of evaporation from White and Black Livingston Atmometers and evapotranspiration by irrigated crops.

Have you tried correlation difference between Black and White Belloni Atmometers with pan evaporation?

M.A. KOHLER

Mr. Robertson's comment that the daily correlation is more rigorous assumes that every one is interested in daily data. Class A pan is better with respect to heat storage in such daily correlations.

H.E. SCHWARZ

The fact that good correlation ones obtained between black Belloni Atmometer and buried pan, while very poor correlation was obtained between meteorological parameters and pan and again excellent correlation existed between the same meteorological parameters and black Belloni atmometer was questioned. The explanation given was that the poor correlations for pan were obtained on daily test basis, while the consistent correlation is given on a monthly basis. Mr. Robertson stated that the buried pan records are as good as those obtained by black Belloni Atmometer for longer periods of time, but the Atmometer measurements are preferable for daily readings.

14. A. BOUCHARDEAU — « Etudes d'évaporation dans les régions Sahelo-Soudaniennes. »

Cette communication est présentée par J. RODIER.

B. GUILMET

fait une demande relative aux mesures de température à la surface de l'eau des lacs, et émet quelques doutes au sujet des variations observées en avril et octobre que l'auteur attribue au changement de direction des vents dominants.

Réponse : 1° La température était mesurée par un thermomètre de type classique dont chacune des extrémités était enfoncée dans un bouchon. Les bouchons étaient lestés de telle façon que la face supérieure affleure juste la surface de l'eau. Ce point est très important, la température à 3 cm. sous la surface est déjà différente de celle de la surface.

2° En fait il s'agit surtout de l'affaiblissement et presque de la disparition du vent du Nord-est en Avril, le vent du Sud-ouest ne souffle que plus tard, mais cet affaiblissement suffit pour provoquer un basculement de la surface du lac. Les calculs étant faits pour avril, le 30 avril, il suffit que ce phénomène se produise fin avril pour fausser nos calculs.

En octobre, la transition est beaucoup plus brutale. Le vent de Sud-ouest est remplacé presque immédiatement par un vent de Nord-est, d'où un plus grand écart.

A. VOLKER

Vous avez présenté la formule  $E = K(F - f)$ . Pourquoi n'a-t-on pas introduit pour F la pression maximum de la vapeur correspondant avec la température de l'eau du bac ou du lac. Et s'il y a eu des raisons pratiques pour considérer la température de l'air, est-ce que vous ne croyez pas qu'on aurait eu des résultats encore plus satisfaisants ?

Réponse : Des études ont effectivement été faites en utilisant la température superficielle de l'eau  $T_S$  et nous avons bien trouvé une *meilleure corrélation*, mais la formule ainsi trouvée ne présentait pas beaucoup d'applications pratiques puisque les stations météorologiques donnent  $T_{air} = \frac{T_X + T_N}{2}$  et que nous cherchions une formule permettant de calculer E en fonction des données de ces stations.

M.A. KOHLER

I did not understand how the coefficient of 0.33 was derived.

Réponse : Le coefficient 0.33 a été calculé à partir des relevés de la station météorologique de Loï (Bac de 3' × 3' enterré), la meilleure station, en prenant le rapport  $\frac{E}{E-f}$  (E évaporation journalière moyenne annuelle — F correspond à la température de la surface de l'eau) on trouve le même coefficient, pour la *moyenne journalière annuelle*, en prenant F correspondant à la température moyenne de l'air.

Le tableau N° 3 montre que cette valeur de K correspond sensiblement à la médiane obtenue sur les autres stations.

Le rapport entre évaporation sur vaste étendue et le Bac enterré de Loï est de l'ordre de 15 %; ceci est compensé sensiblement par le vent plus fort sur le lac de façon générale. La vérification du tableau 6 montre que  $K = 0.33$  est applicable dans la région du lac Tchad.

Mais il faudrait bien se garder d'appliquer cette valeur 0.33 à d'autres régions que la zone sahélo-soudanaïenne africaine.

L'influence du vent en effet peut être beaucoup plus forte.

H.F. BLANEY

Which data in the table of results are computed and where was the study made?

Réponse : Dans le tableau présenté, on compare les évaporations mensuelles à la surface du lac Tchad *calculées* par la formule  $E = K (F - f)$  (avec  $K = 0.33$  pour l'évaporation journalière moyenne mensuelle) avec les évaporations mensuelles *observées* sur le lac Tchad telles qu'elles ressortent du *bilan hydrologique*. (avec utilisation des données sur les apports du Chari, sur les variations de niveau et de surface du lac).

Les études sur le terrain ont été faites sur le lac Tchad, sur ses rives, dans le territoire du Tchad et dans diverses stations réparties dans la zone Soudano-Saharienne en A.O.F. ou au contour. L'interprétation a été faite par M Bouchardeau à Fort-Lamy.

15. M.A. KOHLER — «*Meteorological aspects of Evaporation Phenomena.*»

16. Earl HARBECK — «*The lake Hefner water-loss investigations.*»

17. F.H. GREEN — «*Problems raised by the evaporation of, and the results from, a small network of British Evaporation measuring stations.*»

Communication présentée par P.O. WOLF.

18. K. UBELL — «*The water balance of the Sand Ridge between Danube and Tisza.*»  
(Paper presented by title).

19. A. MARCHETTI — «*L'évaporation dans les lacs naturels et artificiels.*»

Communication présentée par L. GHERARDELLI.

Ces diverses communications ne donnent lieu qu'à quelques remarques de détail.

### 3<sup>me</sup> SÉANCE

Mercredi 11 Septembre 1957 (après-midi)

Président : M.W. ALLARD U.K. qui ouvre la séance à 14 h.

Sont présents : MM. G.N. ALEXANDER, Australie; W. ALLARD, U.K.; R.S. ARDEN, Canada; E. BERNIER, Canada; D.M. BERRY, Canada; R.C. CARTER, Canada; L. CARTIER, Canada; R.H. CLARK, Canada; T. DALRYMPLE, U.S.A.; F. FOURNIER, France; L. GHERARDELLI, Italie; M. GOLDSCHMIDT, Israël; E.L. HAMILTON, U.S.A.; F.R. HORE, Canada; K.M. KING, Canada; M.A. HOHLER, U.S.A.; J. KOLUPAILA, U.S.A.; G.K. LATTO, Canada; R.K. LINSLEY, U.S.A.; Abdell MAGAD, Soudan; M. PARDE, France; M.S. SACHS, U.S.A.; G. SCRUTON, Canada; H. E. SCHWARZ, U.S.A.; L. SERRA, France; M. SLIVITSKI, Canada; W. STICHLING, Canada; C.L. WALKE, U.S.A.; G.P. WILLIAMS, Canada; R.N. WILSON, U.S.A.; P.O. WOLF, U.K.

Cette séance est la deuxième consacrée aux « Prévisions des débits ».

Les rapports suivants sont présentés :



20. M.I. LNOVICH — «*Factors of the formation of Rivers run-off.*»

21. S. KASZMAREK — «*Efficiency of the estimation of floods with a given return-period.*»

(These two papers are presented by title).

22. J. RODIER — «*Emploi systématique des bassins versants élémentaires pour les études hydrologiques dans les territoires sous-développés.*»

M. PARDE

adresse une question qui reste d'ailleurs sans réponse non au conférencier, mais à l'auditoire. Il demande s'il existe au monde une organisation aussi développée d'études sur l'hydrologie, et particulièrement sur les crues de rivières drainant de petits bassins.

Il doute en tout cas que les études faites ailleurs aboutissent à des résultats aussi nombreux et aussi décisifs que ceux auxquels est déjà parvenu M. Rodier, après 2 ou 3 ans au plus d'observations. C'est qu'en Afrique Noire Française, le climat, régulier dans ses excès, comporte la chute de pluies génératrices de crues locales violentes sur toutes les petites rivières et les ruisseaux plusieurs fois par an, même 10 ou 15 fois en certains bassins. Ainsi les grosses dépenses engagées pour l'installation et le fonctionnement des études considérées, ne sont pas rendues vaines comme souvent dans les pays de climat tempéré (mais irrégulier) par l'absence de crues nobles pendant des années après les créations susdites. En outre on doit reconnaître que M. Rodier et son personnel ont tiré un parti remarquable de ses observations en Afrique Equatoriale et Occidentale Française.

23. J. LARRIEU — «*Evaluation des crues catastrophiques par la méthode des hydrogrammes synthétiques.*»

24. H.E. SCHWARZ — «*Determination of flood frequencies in a major drainage basin.*»

W.M. BERRY:

I understood the Corps used Gumbel paper exclusively.

H.E. SCHWARZ

replies: The Corps of Engineers does not prescribe definite method of computation. On the basis of the studies reported, it is believed, that the log-normal distribution gives results as reliable as Gumbel's with considerably less work. Also the adjustment methods described in my paper are dependent on the mathematical relations of the log-normal distribution.

G.N. ALEXANDER

The distributions shown employed annual floods, in which there are as many floods below a mean given period of two years as above it. In estimating parameters for flood distributions, do you think that the floods below the median should carry as much weight in the computation as those above?

Answer: To develop relationships between frequency and basin parameters I believe, that the floods lower than the mean flood are needed, because they are just as much a part of the distribution of «annual» floods than are the large floods. It is recognized however that other floods than «annual» ones occur. Therefore, a partial duration curve is plotted either from existing data or by Mr. Langbein's

relation, for studies of flood economics. These partial duration curves approach the annual curve usually near the 40% of annual occurrence mark. In most studies in the area of this writer comparatively few damages occur in floods of higher than 40% frequency, and therefore the annual series is by far the most important.

25. L. GHERARDELLI — « *Caractéristiques de la variabilité des apports météoriques et des débits annuels dans les bassins hydrographiques italiens.* »

J. RODIER

Je voulais demander à M. Gherardelli si au cours de ses études il avait eu l'occasion d'examiner l'influence de la plus ou moins grande concentration des pluies dans le temps. C'est en effet cette plus ou moins grande concentration suivant les années, qui peut expliquer de mauvaises corrélations entre précipitations et débits des diverses années.

Réponse : Pas particulièrement, mais il est un fait que les plus grandes divergences entre l'irrégularité des débits (annuels) et celle des apports météoriques s'avèrent dans les bassins (Italie Méridionale) où les pluies sont plus concentrées en quelques mois.

26. W.L. SCHULTZ — « *The main peculiarities of the regimen of Rivers in Central Asia and ways of their utilization.* »

27. KOICHI AKI — « *Hydrological Studies in Japan.* »

(Paper presented by title)

28. W. STICHLING and S.R. BLACKWELL — « *Drainage area as a hydrologic factor on the glaciated Canadian Prairies.* »

J. KOLUPAILA :

The method presented here is very promising. Some informations was requested concerning the construction of presented curves.

\*\*\*

#### 4<sup>me</sup> SÉANCE

Vendredi 13 Septembre 1957. (matin)

Président : A. VOLKER (Pays-Bas) qui ouvre la séance à 9 h. 15.

Sont présents : G.N. ALEXANDER, Australie; W. ALLARD, U.K.; A.A. ARAP, Canada; E. BERNIER, Canada; D.M. BERRY, Canada; J.P. BRUCE, Canada; R.C. CARTER, Canada; L. CARTIER, Canada; R.H. CLARK, Canada; C.M. CROSS, Canada; T. DALRYMPLE, U.S.A.; G.E. HARBECK, U.S.A.; M.A. KOHLER, U.S.A.; J. KOLUPAILA, U.S.A.; W.B. LANGBEIN, U.S.A. G.K. LATTO, Canada; C.T. MERRIAM, U.S.A.; G. NYBRANT, Suède; Ben OSMAN, Tunisie; M. PARDE, France; J. RODIER, France; M.S. SACHS, U.S.A.; I.I. SCHELL, U.S.A.; H.E. SCHWARZ, U.S.A.; L. SERRA, France; M. SLIVITSKI, Canada; W. STICHLING, Canada; J.T. THUSSE, Pays-Bas; G. TISON, Belgique; A. VOLKER, Pays-Bas; C.L. WALKER, U.S.A.; R.N. WILSON, U.S.A.

Cette séance est la troisième consacrée aux « Prévisions des débits »

Les rapports suivants sont présentés :

29. N. BACHET — « *Méthode graphique d'annonce de crues.* »

Cette communication est présentée par A.M. VIBERT.

Quelques remarques de détail sont faites par J KOLUPAILA et H.E. SCHWARZ.

30. D. WALLNER — « *Flood forecast based on Precipitation data for the Upper Main.* »

31. D. TONINI — « *Sur les prévisions expérimentales des débits d'un cours d'eau.* »

32. Tate DALRYMPLE — « *Flood frequency relations for gaged and ungaged streams.* »

Cette communication donne lieu aux commentaires suivants :

H.E. SCHWARZ

In discussing Mr. Padres discussion in relation to the 1955 Flood in New England I made the statement, that the closest we can come to reasonable evaluation of the frequency is that it is less than 1 in 200 years as the history of the area does not report such of flood in it more than 200 years' history.

Answer: Some flood peaks in the 1955 New England floods are 28 times the mean annual flood, while the 100 years flood is about 9 times the mean annual. We have not tried to evaluate the recurrence interval of these floods.

G.N. ALEXANDER :

The author uses the levels given by  $\pm 2$  standard deviations for defining homogeneity. Is there any particular reason for this or does this simply follow the rather arbitrary practice of using a 5% significance level. It could appear desirable at the same time to determine the factors that cause the differences in variance between streams so that one does not go to extreme of assuming that sample errors can account for all the difference, because there must be characteristic differences in basin as indicated in the paper by Mr. Schwarz.

Answer: The limits of homogeneity test were arbitrarily set so that we would have some control without eliminating too many records while we say records may plot anywhere between the limits solely due to chance, it is recognized that they may vary due to hydrologic, topographic, or other causes. All records that plot within the limits are not necessarily combined together. A record may be discarded, and used with other records if we have reason to believe this will better fit physical facts.

M. PARDE

demande à M. Dalrymple si, en marge de sa très intéressante communication, il peut indiquer approximativement quels seraient les temps de recurrence à admettre pour des débits maxima semblables à ceux d'août 1955, en Pensylvanie et en Nouvelle Angleterre. sur des rivières comme le Brodhead, la Farnington, la Westfield, la Nangatuck, etc... M. Dalrymple répond que ces crues ont présenté, par rapport aux crues moyennes annuelles telles qu'il les a définies, une supériorité tout à fait extraordinaire. Mais on n'a pas encore jugé pratiquement très utile, ni réellement possible, d'évaluer les probabilités moyennes des crues en question.

(Same reply as to Mr. Schwarz.)



J.P. BRUCE

asked of Mr. Schwarz who commented on 1955 floods in New England. Even if a flood is so great that it has not occurred in 200 years of record, how can you be sure the average recurrence interval is at least 200 years as you have suggested?

No comments.

H.E. SCHWARZ

Have you found a guide as to the advisability of using arithmetic or logarithmic scales for discharges, based on area characteristics.

No. We use those which ever makes the data plot most nearly on a straight line.

C. MERRIAM

suggested use of daily flow duration curve as possible alternative to logarithmic or straight line relation for extrapolation flood frequency curve.

Also called attention to source data in punch card form for some 70 stations on Susquehanna River covering 24 years.

Studies are being made (by the U.S.A.) of the use of daily, and other, flows rather than momentary maximum. These studies have not progressed to the point where we can make conclusions.

C. MERRIAM

asked if the solution to the dilemma of vary rare floods greatly exceeding expectancy is that flood expectancy curves furnish a useful guide as to the extent to which flood protection measures are economically justified but the extraordinary floods demonstrate futility of faith in *absolute* protection.

Answer: Flood expectancy curves may be used to advantage in many engineering problems, but there certainly are extra large floods that are far beyond the limits of our ability to assign recurrence intervals.

M. ANDERSON

asked if anyone in audience had had experience in measuring flood peaks by tilt on super elevation in flow around a curve. A few such peak discharges have been computed in the U.S. Results have not been too good due to poor highwater elevations. It is our belief that this method will give good results if highwater elevations are accurately determined and if the super elevation is considerable.

33. A. COUTAGNE — « *Comment caractériser la variabilité périodique d'un facteur hydrologique.* »

Cette communication est présentée par M. PARDE.

C. MERRIAM

Called attention to source data for 95 years, an estimate of annual flow of Susquehanna River based on carefully observed flow from rating station and 3 power plants. 1931-1955 extended by correlation with U.S.G.S. records to 1891 and in turn extended to 1860 by excellent correlation with rainfall. These data are available to those interested.

M. Pardé répond que, dans ses conclusions, M.A. Coutagne recommande la pratique de telles méthodes (covariations interfluviales, correlations pluvio-fluviales, etc. selon ses termes) pour l'extension des séries de débits moyens annuels, au delà des périodes d'observations directes. M.A. Coutagne et M. Pardé lui-même (plus sommairement mais plus fréquemment) ont exécuté des calculs semblables. C'est ce que M. Pardé appelle la « réduction à la normale » ou, en termes meilleurs,

l'« extension à la normale » de moyennes directement obtenues pour un nombre trop petit d'années seulement.

\* \* \*

## 5<sup>me</sup> SÉANCE

*Vendredi 13 Septembre 1957 (après-midi)*

*Président* : W. FRIEDRICH (Allemagne qui ouvre la séance à 14 h.)

*Sont présents* : G.N. ALEXANDER, Australie; D.V. ANDERSON, Canada; J.P. BRUCE, Canada; T. DALRYMPLE, U.S.A.; W. FRIEDRICH, Allemagne; G.E. HARBECK, U.S.A.; J. LAMBOR, Pologne; G.K. LATTO, Canada; C.T. MERRIAM U.S.A.; T.W. ROBINSON, U.S.A.; J. RODIER, France; M.S. SACHS, U.S.A.; H.E. SCHWARZ, U.S.A.; L. SERRA, France; G. TISON, Belgique; A. VOLKER, Pays-Bas; C.L. WALKE, U.S.A.; R.J. WILM, U.S.A.; W. ALLARD, U.K.

Cette séance est la quatrième et dernière consacrée aux « Prévisions des débits ».

Les rapports suivants sont présentés :

### 34. G. SUPINO — « *Sur l'élaboration statistique des données hydrologiques.* »

Communication présentée par L. GHERARDELLI.

L. SERRA

demande quelques précisions :

D'abord, quelle est la largeur de la bande que préconise M. Supino ?

Réponse : Elle doit englober tous les points expérimentaux.

Autre question : Les deux limites de la bande sont-elles parallèles à la droite centrale ou divergentes ?

Réponse : M. Supino, dans les exemples qu'il donne, pose que les deux droites sont parallèles, de sorte que la bande est de largeur constante. Cette largeur doit être le minima possible, mais elle doit comprendre tous les points expérimentaux.

### 35. J. LAMBOR — « *Courbe de probabilité exprimée par des paramètres régionaux.* »

### 36. G.A. ALEKSEEV — « *Computations of the maximum Run-off in the absence of observations.* »

### 37. P.K. DEBSKI — « *Méthode empirique d'évaluation des débits de crues probables.* »

### 38. J.P. BRUCE and D.V. ANDERSON — « *Hydrometeorological and hydrological study of the storm and floods of octobre 1954 in Southern Ontario, Canada.* »

Intervention de Mr. Alexander:

In the plotting of frequency—duration—area curves, it is the usual practise to plot the maximum rainfall observed at (say) 1 sq. mile. It is considered that as this observation is but a sample from an area which may be a hundred sq. miles or more that it is preferable that it be plotted at point representing smaller areas.

If then «bucket» observations are made representing smaller areas they will conform more closed to the curve obtained by the «official» stations.

Answer of Mr. Bruce

«The point is well taken, that extending the 'official station only' depth-area curves to areas smaller than 100 sq. mi. is unjustifiable in this case, due to the coarseness of the rain gauge network. Since, however, we were reasonably confident in extending the curves which incorporated 'bucket survey' data to 5-7 sq. mi. we extrapolated the 'official stations' curve to areas smaller than 100 sq. mi. for comparison purposes. This was, indeed, the point we wished to make. Without the 'bucket survey' data little confidence could be placed on depth-area data for small areas at the centre of the storm. Even for areas as large as 100 and 200 sq. mi. the figures which incorporate 'bucket survey' observations exceed the 'official stations' data by 24% and 20% respectively, as the storm centre missed being recorded by an 'official' station, by a substantial margin.»

39. L.P. POPOV — «*Changes in the shores of reservoirs and their forecasting.*»

40. T. JABLONSKA, Z. MIKULSKI et W. STEPHAN — «*Les monographies hydrologiques réalisées par le Service Hydrologique de Pologne.*»

41. SERVICE HYDROGRAPHIQUE ITALIEN — «*L'étude des eaux de surface et souterraines en Italie.*»

Ces diverses communications, dont certaines n'ont d'ailleurs été présentées que par leurs titres, appellent quelques demandes de renseignements complémentaires, mais pas de discussions techniques.

\*  
\* \*

# ÉVALUATION DU COEFFICIENT D'ÉCOULEMENT POUR LES PRÉVISIONS HYDROLOGIQUES

DR ING. J. LAMBOR

*Professeur à l'Ecole Polytechnique de Varsovie, Pologne.*

## RESUME

Les prévisions de l'arrivée d'une crue dans le réservoir de retenue peuvent avoir pour point de départ les observations des pluies notées par les pluviographes disposés dans tout le bassin versant du réservoir. Une prévision de ce genre peut être basée sur le coefficient d'écoulement dûment calculé. Le coefficient d'écoulement calculé comme rapport  $V : P$  n'est pourtant pas satisfaisant, car en réalité il constitue une fonction plus compliquée.

On parviendra à une évaluation beaucoup plus juste du coefficient de l'écoulement en sortant des « pertes » c.-à-d. de la différence  $S = P - V$ . Ces pertes peuvent être considérées comme une somme de deux valeurs A et B. La première (A), ce sont les pertes qui ont lieu au commencement de la pluie et qui dépendent surtout de la topographie du bassin versant et de sa capacité retentrice (indice d'humidité). Après l'imbibition du sol qui aura lieu pendant la première phase de la pluie, la capacité retentrice du terrain cessera d'agir, ce qui amènera les pertes à une stabilisation. Cette deuxième partie des pertes (B) sera constituée par la percolation de l'eau dans les couches profondes du sol, par l'évaporation etc. Ces pertes sont peu variables pendant tout le reste de la durée de la pluie. Elles sont proportionnelles à la lame d'eau de pluie et à la durée de celle-ci. Ainsi les pertes  $[S = A + B]$ , où A est une fonction de la lame d'eau de la pluie tombée et de la capacité retentrice du bassin versant  $[A = f(P, r)]$  et B est une fonction non linéaire de la lame de pluie et de la durée de celle-ci.

Après l'évaluation des pertes on trouvera le coefficient d'écoulement qui sera exprimé en fonction de trois éléments :

$$\alpha = f(P, t, r)$$

notamment :

$$\alpha = 1 - \left( \frac{a \cdot P^x}{\sqrt{r} + 0.01} + b \cdot P^{yz} \right)$$

Le rapport présenté indique une méthode de l'évaluation des coefficients  $a, t$  et des exposants  $x, y, z$ , ce qui permet de calculer le coefficient d'écoulement selon les conditions locales de l'écoulement. Ces calculs, ainsi que l'évaluation du temps de parcours de la crue, forment la base de l'économie du bassin de retenue.

La prévision du volume d'une crue est un problème essentiel dans l'économie des réservoirs de retenue. Il est surtout grave pour les réservoirs à exploitation hydrotechnique en régions de montagne, où la réserve laissée pour la réception d'une crue est relativement petite et pas suffisante pour satisfaire les exigences qui lui sont posées.

La prognose doit être réduite dans ce cas à la prévision du temps de l'arrivée de la crue et de son volume et pour la plupart elle est basée sur la détermination de la valeur du coefficient de l'écoulement. Si on connaît de lame des précipitations enregistrées dans tout le bassin versant et le coefficient d'écoulement correspondant aux conditions données, on pourra trouver le volume de la crue qui doit arriver dans le réservoir de retenue, tandis qu'à la base d'isochrones tracées sur la carte du bassin versant on pourra définir le temps du parcours de la crue. L'évaluation exacte du volume de la crue dépend ainsi de l'évaluation exacte du coefficient d'écoulement valable dans le temps donné. Cette évaluation n'est pas facile.

Le coefficient d'écoulement considéré comme rapport de l'écoulement aux précipitations et comme une des caractéristiques du bassin versant, n'a contribué



ni à la solution du problème, ni au progrès dans les études de celui-ci. Il en faut chercher la cause dans le fait que le coefficient d'écoulement, ainsi déterminé, varie en de si larges limites et que ces variations dépendent d'un si grand nombre de facteurs, que sa juste évaluation devient trop difficile. Aussi beaucoup d'hydrologues n'emploient plus le coefficient d'écoulement pour base des prévisions hydrologiques.

De même en Pologne on a engagé les recherches non dans la direction de l'évaluation du coefficient de l'écoulement, mais dans la direction de l'évaluation des pertes de l'eau qui sont plus faciles à étudier. Lorsque les pertes seront connues le coefficient d'écoulement pourra être trouvé ultérieurement.

La valeur des pertes de l'eau dépend, comme c'est généralement connu, d'une grande quantité de facteurs, dont les essentiels sont :

- l'épaisseur de la lame des précipitations,
- l'intensité critique de la pluie et l'intensité moyenne,
- la durée de la pluie,
- la topographie, les sols et la couverture végétale du bassin versant,
- l'humidité du sol et sa capacité rétentrice qui dépend de l'état de saturation,
- la saison, car l'évaporation, la transpiration des plantes, l'infiltration etc. en été ne sont pas égales à celles d'automne, lorsque l'influence de la végétation diminue, où à celles d'hiver.

Si les pertes pendant l'espace de temps considéré ne variaient pas, l'évaluation de l'écoulement en fonction des précipitations ne présenterait aucune difficulté. Pourtant les pertes sont les plus grandes pendant la première phase de la pluie, ensuite elles diminuent. C'est pourquoi l'emploi du coefficient d'écoulement souvent déçoit.

La difficulté consiste précisément dans l'évaluation séparée des pertes du commencement de la pluie, qui sont surtout intenses. Cette partie des pertes dépend pour la plupart de la capacité rétentrice du terrain dans le début de la pluie, tandis que les pertes d'un caractère plus stable, qui durent pendant toute la pluie, dépendent d'autres facteurs.

Les différents facteurs qui agissent dans la direction de l'amoindrissement de l'écoulement peuvent être divisés en deux groupes. Le premier, désignons le par A, ce sont les grandes pertes de la première phase, c.a.d. les pertes pendant les premières heures ou le premier jour de pluie. La valeur de ces pertes dépend des conditions météorologiques, de la saison, de la topographie du terrain, mais surtout de la capacité rétentrice du terrain au moment donné. Plus le sol est desséché et plus il a de pouvoir absorbant, plus les pertes seront grandes. Cependant, avec la durée de la pluie, le terrain se sature d'eau de plus en plus et sa capacité rétentrice diminue, jusqu'à ce qu'elle devienne nulle.

Les mesures de la capacité rétentrice du terrain sont l'humidité du sol et la profondeur de la nappe phréatique. Pourtant notre connaissance de ces éléments souvent n'est pas suffisante, vu qu'il il nous manque généralement de mesures directes. Nous devons donc employer un autre indice de capacité rétentrice. Cet indice sera calculé à la base des pluies tombées dans le bassin versant pendant la période précédante la pluie critique qui a provoqué la crue.

L'indice de la capacité rétentrice du terrain sera donc une fonction des précipitations antérieures à la crue. Puisque l'humidité du sol dépend surtout des pluies tombées les derniers jours avant la pluie critique, on devrait former une somme pondérée des pluies tombées pendant les 15 jours précédant la naissance de la crue : on multiplierait la pluie tombée un jour avant la pluie critique par 15, la pluie du jour précédent — par 14, du jour précédent celui-ci — par 13 etc. La somme pondérée ainsi obtenue serait divisée ensuite par la somme  $1 + 2 + 3 + 4 + \dots$  jusqu'à 15 c.a.d. par 120.

Pourtant dans l'indice ainsi calculé les grandes précipitations agiraient (avec

excès, car p. ex. une pluie de 60 mm dans la journée donne une saturation du sol pas de beaucoup plus grande que celle qui serait provoquée par une pluie de 50 mm. Aussi, au lieu de former la somme pondérée des pluies observées, on forme une somme pondérée des racines carrées de ces pluies et cette somme est mise ensuite en carré pour que la valeur de l'indice soit du même ordre de grandeur que la moyenne des pluies tombées pendant les 15 jours précédents la crue. On calculera donc l'indice de la capacité rétentrice du terrain d'après la formule :

$$\sqrt{r} = \frac{1}{120} \sum_{i=1}^{i=15} \omega_i \sqrt{P_i}$$

L'indice ainsi calculé sera compris entre les limites 0—10. Le chiffre 10 doit être considéré comme indice d'une saturation complète du sol et du bassin versant.

Comme on l'a déjà mentionné, la partie A des pertes dépend surtout de la capacité rétentrice du terrain. Elle dépend certainement aussi de la hauteur de la lame de pluie, car la saturation du terrain ne peut être qu'une conséquence d'une lame définie de pluie. Pourtant, pendant les crues, on a toujours à faire avec des grandes pluies qui entraînent une saturation complète du terrain. Aussi, en but de simplification, on omet l'influence de la pluie pendant le premier stade de l'écoulement, en écrivant

$$A = f\left(\frac{1}{r}\right) \quad (1)$$

Le deuxième groupe des pertes, les pertes B, agissent pendant toute la durée de la pluie. Ces pertes sont dues à l'infiltration de l'eau dans le sol et à sa percolation dans les couches profondes de celui-ci, ainsi qu'à l'évapotranspiration. Ces causes agissent aussi après la saturation du terrain. Les pertes B sont donc, dans des conditions locales données, en rapport simple au volume des précipitations et à leur durée, ce qu'on peut exprimer par la formule

$$B = f(P, t) \quad (2)$$

où  $t$  est le temps de la durée de la pluie. Les pertes S seront composées de ces deux fonctions :

$$S = A + B \quad (3)$$

Les études et recherches sur le régime des crues des rivières de montagne effectuées à l'Institut Hydrologique et Météorologique de Pologne à Varsovie, ont abouti à une formule

$$S = a \frac{P^{0,3}}{\sqrt{r} + 0,01} + b P^n t^m \quad (4)$$

où signifient

S — les pertes d'eau, c.a.d. la différence entre les volumes des précipitations et de l'écoulement, en mio de m<sup>3</sup>,

P — le volume du total des précipitations dans le bassin versant en mio de m<sup>3</sup>,

$r$  — l'indice de la capacité rétentrice du terrain décrit plus haut,

$m, n$  — des exposants inconnus qui dépendent des conditions locales et météorologiques,

$a, b$  — des coefficients qui dépendent des conditions locales et qu'il faut déterminer.

On doit se poser la question comment déterminer les paramètres de l'équation (4) :  $a$  et  $b$ , ainsi que  $m$  et  $n$ .



Fig. 1

Supposons que cette équation est formée pour un profil D qui ferme un bassin versant à superficie F (fig. 1) et pour lequel on veut établir les bases de la prévision de crues. Pour déterminer les quatre inconnues de l'équation (4) par la méthode des moindres carrés il faut étudier une certaine quantité de crues, d'habitude environ vingt, qui ont été notées dans le profil D et analyser les précipitations dans le bassin entier ainsi que leur durées respectives. On obtiendra ainsi les valeurs de S, P,  $t$  et  $r$  pour les cas étudiés ce qui permettra de définir les quatre inconnues  $a$ ,  $b$ ,  $m$ ,  $n$ .

Pour éliminer les influences des variations saisonnières du climat, on se bornera à une seule saison, p. ex. l'été.

La forme de l'équation (4) ne permet pourtant pas de trouver, au moyen de la méthode des moindres carrés toutes les quatre inconnues de manière directe. Il faut se servir de la méthode des rapprochements successifs. On définit d'abord la valeur rapprochée de  $a$  puis, au moyen d'une méthode graphique, on définira les exposants  $m$  et  $n$ . Les valeurs de  $m$  et  $n$ , ainsi trouvées, ne seront pas tout à fait exactes, mais leur exactitude sera suffisante, vu que l'erreur commise sera compensée dans le calcul des valeurs exactes de  $a$  et  $b$ .

Si pour toutes les crues connues on représentera dans des axes de coordonnées la fonction  $V = f(P)$ , où  $V$  est le volume de la crue et  $P$  — le volume des précipitations (les deux valeurs en mio de  $m^3$ ) on obtiendra une série de points (fig. 2a et 2b).

Le courbe dessinée par ces points ne passera pas par le point initial des coordonnées. L'intersection de l'enveloppante supérieure avec l'axe des  $P$  présente le  $P_0$  maximum qui ne donne encore point d'écoulement, tout le volume de la pluie étant retenu dans le sol. Cette grandeur —  $P_0$  — peut être considérée comme valeur de  $A$  quand  $r = 0$ . Ainsi la valeur rapprochée de 0 sera déterminée par la relation

$$a = 0,1 \cdot (P_0)^{0,7} \quad (5)$$

Les pertes  $A$  étant de beaucoup moindres que les pertes  $B$ , l'erreur commise n'a pas d'importance.

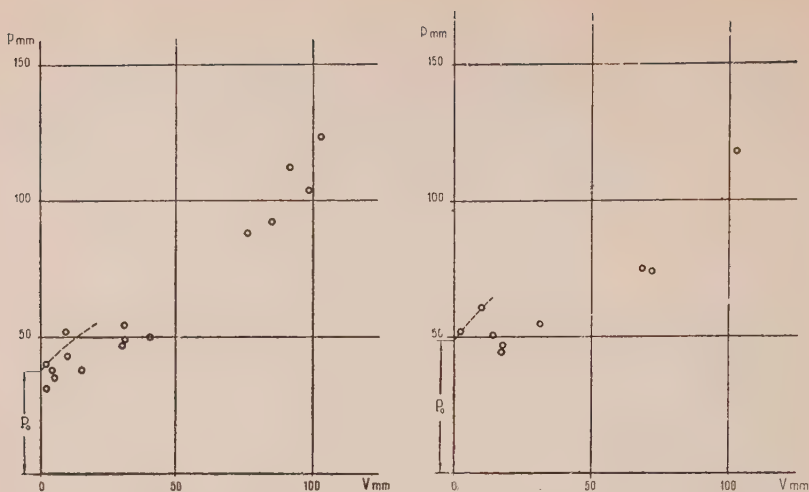


Fig. 2 *a* — Relation entre les précipitations et l'écoulement (rivière Raba-Proszyński)  
 Fig. 2 *b* — Relation entre les précipitations et l'écoulement (rivière Skawa-Wadowice)

La deuxième condition limite qui nous permet d'évaluer  $a$  et de contrôler le résultat obtenu de la relation (5), c'est la condition que lorsque  $r$  croît vers son maximum c.a.d. lorsque le terrain est saturé d'eau, les pertes  $A$  deviennent infimes : quand, à peu près,  $r \text{ max} = 10$  les pertes  $A$  minima ne dépassent pas 1 mm.

La valeur rapprochée de  $a$  déterminée, la détermination des inconnues  $b$ ,  $m$  et  $n$  est déjà facile. On peut les obtenir par la solution, au moyen de la méthode des moindres carrées, d'une certaine quantité d'équations du type

$$\log b + n \log P_i + m \log t_i = \log (S_i - A_i)$$

On peut cependant prendre un chemin plus court en évaluant les exposants  $m$  et  $n$  par une méthode graphique. Pour la pratique cette méthode est suffisamment exacte. Dans ce but on trace deux graphiques : celui du  $\log (S-A)$  en fonction du  $\log P$  (fig. 3) et celui du  $\log (S-A)$  en fonction du  $\log t$  (fig. 4).

La tangente de l'angle par les droites ainsi obtenues désigne dans le premier cas  $n$  lorsque  $m = 0$ , dans le deuxième cas —  $m$  lorsque  $n = 0$ . Par des rapprochements successifs on peut déterminer  $m$  et  $n$ .

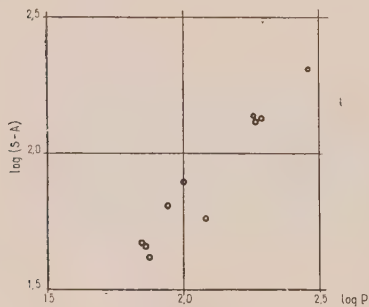


Fig. 3

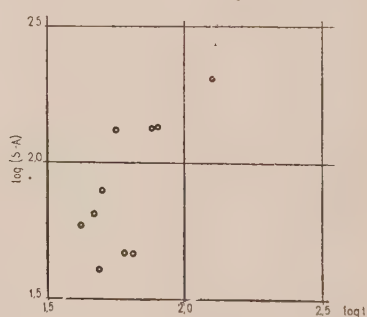


Fig. 4



Si la durée des pluies n'est connue qu'avec une précision insuffisante (en cas de manque de pluviographes), la dispersion des points est grande, mais pourtant la direction de la droite est marquée d'une manière tout à fait distincte. On peut dire le même du graphique fig. 3, si la somme des pluies n'est déterminée qu'avec peu d'exactitude.

Dans ces cas la méthode graphique est meilleure, car elle permet d'interpréter la position des lignes mieux que par le calcul et elle donne la possibilité de rejeter les points moins sûrs.

La dispersion des points sur les graphiques 3 et 4, due à l'inexactitude des données de base, donne la preuve qu'une grande précision de l'évaluation des valeurs  $m$  et  $n$  n'est pas nécessaire, car l'erreur commise est comprise dans les limites de l'inexactitude des données de base.

Lorsque les exposants  $m$  et  $n$  sont déterminés, on peut passer au calcul du coefficient  $b$  et de la valeur corrigée du coefficient  $a$  au moyen de la méthode des moindres carrés. Pourtant ici, comme dans les cas précédents, le problème peut être solu graphiquement si dans le système de coordonnées on met sur l'abscisse les

valeurs de  $\frac{P n_{tm}}{S}$  et sur l'ordonnée les valeurs de  $\frac{P^{0,3}}{S \sqrt{r + 0,01}}$ . En traçant une droite

parmi les points ainsi obtenus on trouvera facilement les valeurs de  $a$  et de  $b$ .

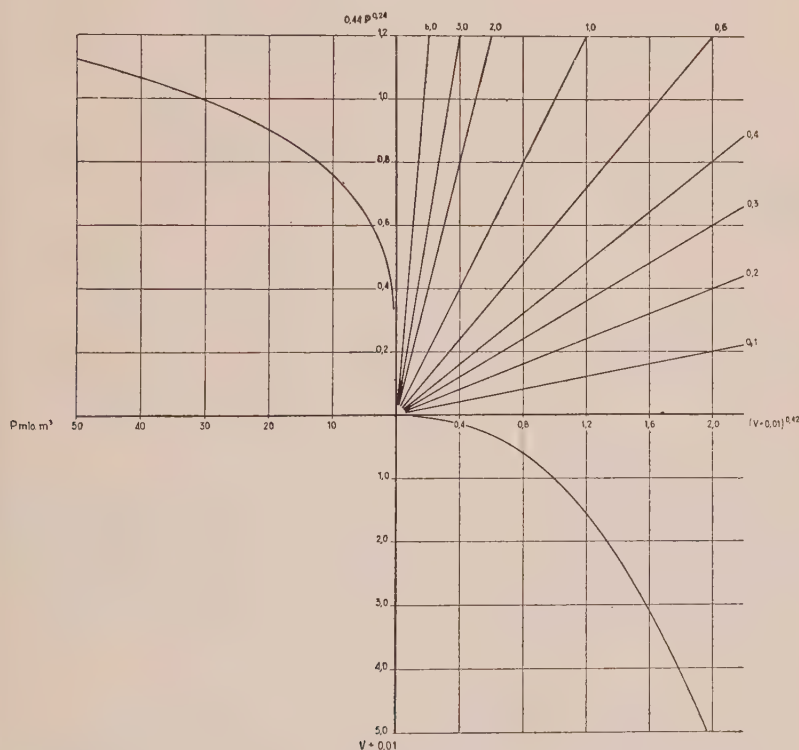


Fig. 5 a

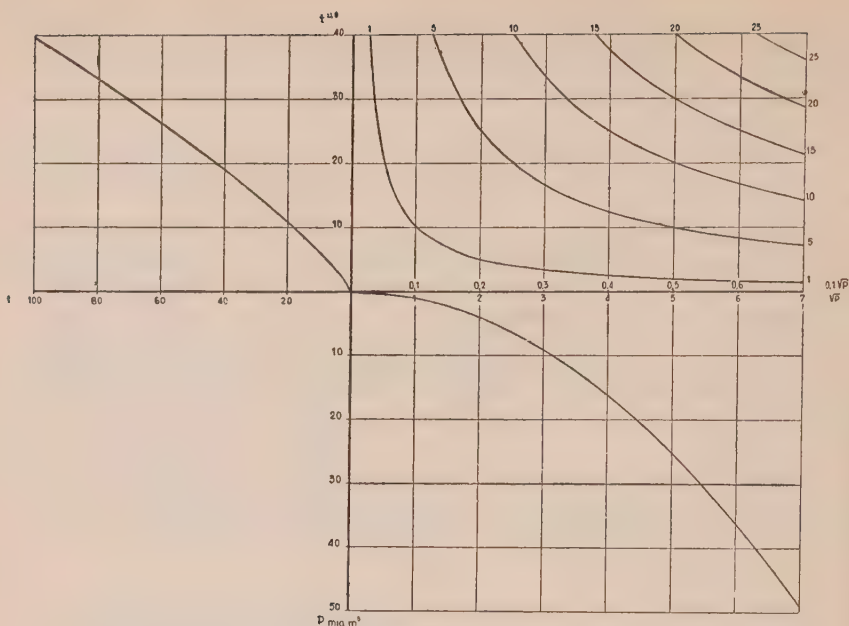


Fig. 5 b

On donne ci-dessous des exemples d'équations trouvées pour de différents bassins versants :

rivière Nysa (Otrmuchow) :

$$S = \frac{12}{\sqrt{v + 0,01}} + 0,1. P^{0,5} t^{0,8}$$

Dans un autre cas des calculs compliqués ont donné pour le bassin de la Vistule supérieure à Skoczów ( $F = 297 \text{ km}^2$ ) une équation

$$S = 0,44 \frac{P^{0,24}}{(r + 0,01)^{0,42}} + 0,128 P^{0,5} t^{0,8}$$

où  $S$  et  $P$  sont exprimés en mio  $\text{m}^3$ ,  $t$  — en heures.

Pour que les annonces des crues soient efficaces, tous les calculs doivent être exécutés avec grande vitesse et sans fautes. Aussi on procède volontiers aux solutions à l'aide d'abaques qui permettent, en se basant sur les annonces de pluies envoyées par les stations ombrométriques, de trouver les pertes  $A$  et les pertes  $B$  (fig. 5a, 5b).

A l'aide de tels abaques on trouve facilement le volume de la crue menaçante par la soustraction des pertes au volume des pluies.

$$V = P - S$$

L'usage du coefficient d'écoulement  $\alpha = \frac{P-S}{P}$  devient superflu.

Remarquons que dans le calcul du volume entier de la crue il faut prendre en considération le débit initial  $Q_0$  de la rivière dont le volume est désigné à la fig. 6.

Ce volume dû à l'écoulement superficiel et à l'écoulement des eaux souterraines nous est toujours connu, tandis que le débit final est évalué comme  $1,5 Q_0$ .

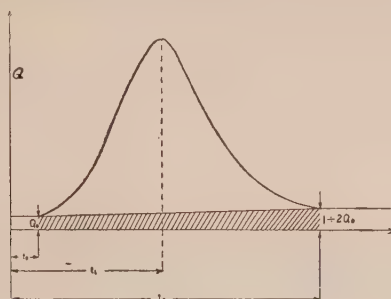


Fig. 5

Pour la prévision de l'arrivée de la crue jusqu'au réservoir de retenue il faut encore connaître le temps du parcours de la crue, c.a.d. le temps du commencement de la crue  $t_0$ , le temps de la culmination  $t_1$  et le temps de la décrue  $t_2$ . Ce thème, pourtant, dépasse les cadres du présent rapport.



# THE INFLUENCE ON FLOOD PEAK DISCHARGES OF SOME METEOROLOGICAL, TOPOGRAPHICAL AND HYDRAULIC FACTORS

PETER O. WOLF

*London*

## ABSTRACT

Disregarding water derived from melting snow and the failure of storage dams, the source of flood flow is storm rainfall. The variation of maximum rainfall intensity with duration is discussed, with special reference to a probability pattern.

The factors affecting the flood discharges to be expected from a catchment include the catchment characteristics (area, shape, slope; infiltration capacity, surface-storage capacity); the vegetation; and the dimensions of streams and rivers. The paper discusses the effect of length of the catchment, of curvature of its profiles, and of the channel dimensions.

## 1. INTRODUCTION

In an investigation of flood discharges — for maximum intensity and distribution experienced (for example, Dobbie & Wolf, 1953) or to be expected («design flood») — the hydrologist will always base his work on past experience. This can be done empirically, by collecting all available information for the given catchment and others of similar characteristics and by arranging it, usually graphically, in such a manner that interpolation between recorded observations becomes possible (for example, Institution of Civil Engineers, 1933). A second, statistical, method may be only a variant of the empirical one or form a link between it and physical analysis, and consists of finding the mathematical distribution formula which will most closely describe the recorded data and give the user rather more confidence if extrapolation beyond the observed range is required. A third, analytical, method consists of the study of hydrological causes and effects: as it leads to a fuller understanding of the physical processes underlying, in this case, the phenomenon of flood discharges, hydrologists endeavour to use the analytical method whenever possible, and to fill in any gaps in their knowledge by the statistical and, if necessary, by the purely empirical methods.

As will be shown in more detail in Section 2, the analytical method requires a full investigation of so many aspects — meteorological, topographical, botanical, geological, and hydraulic—as to be impracticable in some cases and uneconomical in many. Engineers concerned with flood studies have, therefore, adopted techniques like the unit-hydrograph method which are essentially empirical, although their usefulness is greatly increased by the analysis of those elements on which information is readily obtainable. One of these means of improvement consists of dividing a catchment area up, for individual study, into relatively small units, and of combining the individual results in a scientific manner to yield a composite result for the whole catchment.

The possibility of such combination should be borne in mind where this paper gives attention to aspects which apply mainly to small catchments.

## 2. SOURCES OF FLOOD FLOW.

The melting of snow, if there had been a deep snow cover on the catchment and the rise in atmospheric temperature was large, sudden and sustained, has caused or substantially contributed to some of the largest floods on record. Failures of natural or artificial dams retaining substantial quantities of water have also, by superimposing large flood waves on the flow in rivers, been among the causes of some of the heaviest floods. Neither of these sources of flood flow will, however, be further considered in this paper which will confine itself to floods resulting entirely from heavy rainfall.

The mechanism of such floods may be summarized as follows:—

Of the rain falling on a catchment,

part (i) is retained on the surface,

- (a) in the form of a film wetting the ground and vegetation,
- (b) in the form of depression storage, filling hollows in the ground;

(ii) runs off as surface flow,

- (a) in the form of sheet flow (also called overland flow) before reaching stream channels,
- (b) in the form of channel flow, with
- (c) some proportion of both (a) and (b) being temporarily held back as «flow-storage», i.e. the volume of water required to raise the depth sufficiently for a substantial outflow from a wet area, a channel or a lake to be possible;

(iii) is lost to surface run-off, by infiltration into the ground from both (i) and (ii) above;

- (a) if there is a shallow, highly permeable surface layer resting on a much less permeable one, such infiltration may give rise to rapid lateral seepage called interflow which may contribute to the flood hydrograph before its end;
- (b) otherwise, the infiltration water will replenish some ground-water body and possibly cause a delayed increase in spring flow without, however, affecting the flood hydrograph;

(iv) is returned to the atmosphere, from (i), (ii) or (iii), by

- (a) direct evaporation, or
- (b) the transpiration of the vegetation.

This mechanism has been broadly understood by hydrologists, although not always used in practice, since the days of Beardmore (1862) and before, and studied in detail, during the past two generations, by many able investigators. Some of its components are greatly affected by the variation in rainfall intensity, others hardly at all, and much effort has been devoted to arriving at a reliable picture of the variation with time of the extreme intensity with which rain might be expected to fall.

## 3. RAINFALL FORMULAE.

As this Section will be concerned with the variations in the intensity of rainfall over a small area, a brief reference is required to the problem—not to be touched upon again here—of intensity variations with area.

Numerous records of heavy rainfalls of various depths and durations have, for example, been collected in Great Britain where some empirical summaries, based on simple plots of past observations, are in common use. One formula, due to Bilham (1935), relates the total fall,  $r$  inches, at a point to its duration,  $T$  hours, and to the probable frequency  $N$  of its occurrence (or exceedance) in a ten-year period,

$$N = 1.25 T / (r + 0.1)^{3.55} \quad (1)$$

Another formula, quoted in the Interim Report of the Committee on Floods of the Institution of Civil Engineers (1933), relates the mean intensity,  $i_m$  inches per hour, of the heaviest rainstorms recorded in Great Britain, to their duration,  $T$  hours, without reference to frequency,

$$i_m = R/(T + 1) \quad (2)$$

where  $R$  is a rainfall coefficient normally taken to be 8 (in inch-hour units) in Great Britain, although some recent British rainfall measurements would justify a value for  $R$  of 10, 12 and possibly even more. Formulae similar to (2) have also been used to describe the variation, in other parts of the globe, of maximum observed mean rainfall intensity  $i_m$  with duration  $T$ , and are tabulated in such works as Richards (1955) and Meyer (1928).

A further attempt at combining duration, intensity and frequency has been made by Dr. John Glasspoole (1951) in graphical form. His diagrams include curves for the extremes recorded and, as was pointed out in the discussion on his (1951) paper, may be used for the determination of rainfall values exceeded once in periods of various lengths, i.e. for the application of statistical methods to empirical data.

In these studies the total depth of rain,  $r$  inches falling in  $T$  hours, or the mean intensity  $i_m = r/T$  inches/hour, are used. Since the proportion of rain available for surface run-off is largely a function of the instantaneous rainfall intensities, their variation with time has also received considerable attention. Braine (1955), for example,

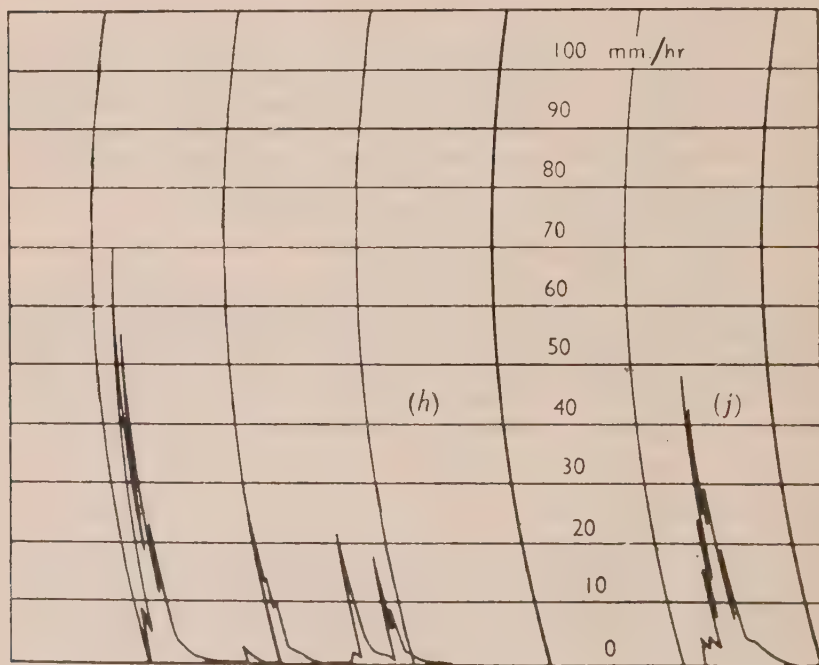


Fig. 1  
HYDROGRAPHS FROM RAINFALL-INTENSITY RECORDER AT KEW LONDON  
Each interval on the horizontal scale represents 1 hour. (Reproduced from Braine (1955) by permission of the Institution of Civil Engineers.)



produced intensity recorder charts (fig. 1) which suggested to him that a simple approximation to the violently oscillating natural intensity distribution in time might be parabolic, with the peak intensity  $I = 1.5 i_m$  occurring half-way along the duration  $T$  of a storm; in the discussion on his (1955) paper, however, he suggested, in common with other contributors, that a better idealization would have its peak at time  $1/3 T$  and that its curve would die away gradually. Appendix I describes attempts to express these requirements mathematically, the expansion defined by equation (3a) giving a peak intensity  $I$  approaching  $1.8 i_m$  and a hydrograph which resembles the recorder charts of fig. 1 more closely than a symmetrical parabola.

Another equation, using trigonometric functions, is (4), with  $I$  exceeding  $2 i_m$ . Both equations (3a) and (4) have been plotted on fig. 2, and (4) appears preferable to (3a).

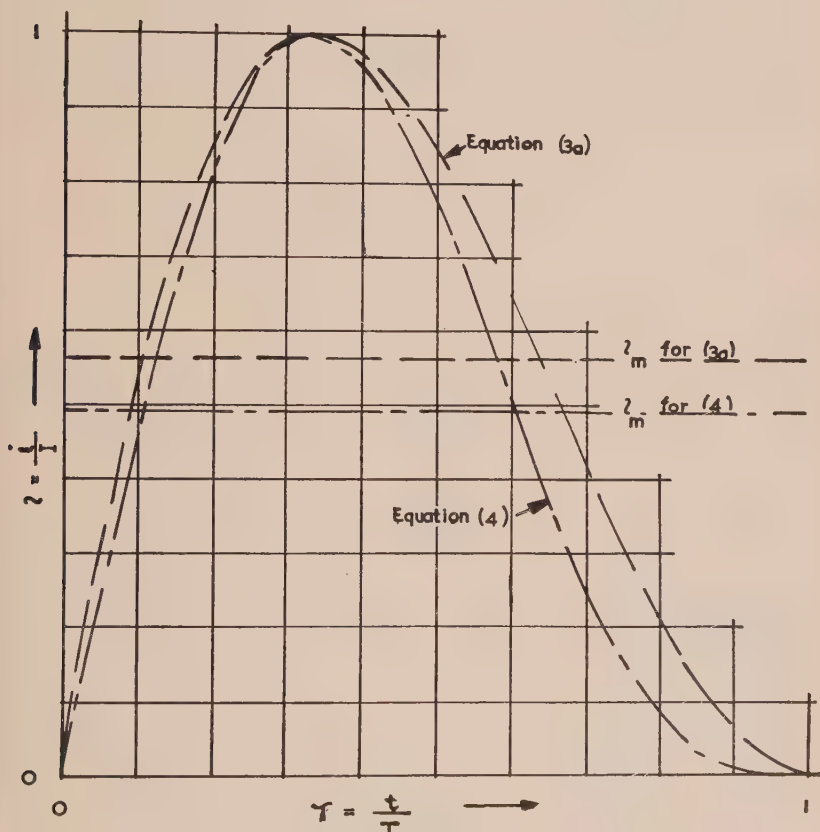


Fig. 2  
HYDROGRAPHS OF RAINFALL

To obtain more flexible expressions of the kind of equations (3) and (4) appears to require considerable complication, and this difficulty suggests that another approach might be more profitable. Before passing on to this, it may be appropriate to recall that Dillon (1954) found that 60 to 70% of the intense storms of short duration (10 minutes to 2 hours) observed at Cork, Ireland, were immediately preceded by

an average of nearly  $\frac{1}{2}$  inch of continuous rainfall — a pattern of which there is no evidence on fig. 1 from Kew (London). The heavy 10 to 120-minute storms observed at Cork, however, had their peak intensities near the beginning of the heavy fall, as at Kew.

The alternative approach to the problem of defining the variation in rainfall intensity during a heavy storm is statistical. Various writers in many parts of the world have found their rainfall records to fit into statistical patterns, and the reason for this may be found in a probability picture which may be sketched as follows:—

The formation and growth of raindrops are dependent on the meteorological factors of humidity and temperature gradients and on the presence of condensation nuclei, which in turn are affected by the large-scale pattern of the air movement due to the arrival of the sun's heat energy, with the consequent pressure gradients, and to the rotation of the earth. If the raindrops are sufficiently numerous in themselves, and if the existence of each is the result of several independent causes, the picture of a random process becomes reasonable. In accordance with Gaussian reasoning, the total rainfall,  $r$  inches, occurring in the time  $T$  hours, may be expressed, via the distribution function

$$p = k \cdot e^{-a(i-i_0)^2}$$

in terms of the instantaneous rainfall intensity  $i$  inches/hour,

$$r = \frac{R}{\sqrt{T_1}} \cdot \sqrt{T} \quad (5)$$

where  $R$  is a rainfall coefficient and

$T_1$  is a duration associated with  $R$ .

The mean intensity  $i_m$  is given by

$$i_m = \frac{r}{T} = \frac{R}{\sqrt{T_1}} \cdot \frac{1}{\sqrt{T}} \text{ inches/hour} \quad (5a)$$

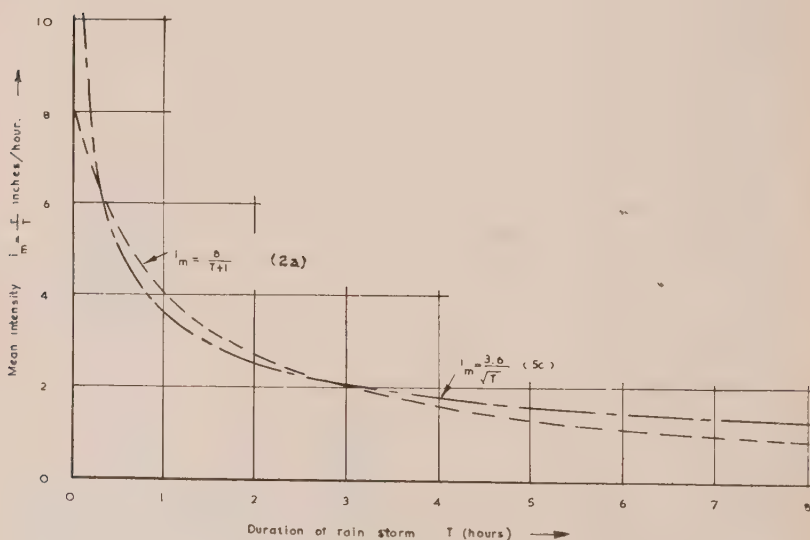


FIG 3

### RAINFALL INTENSITY-DURATION CURVES

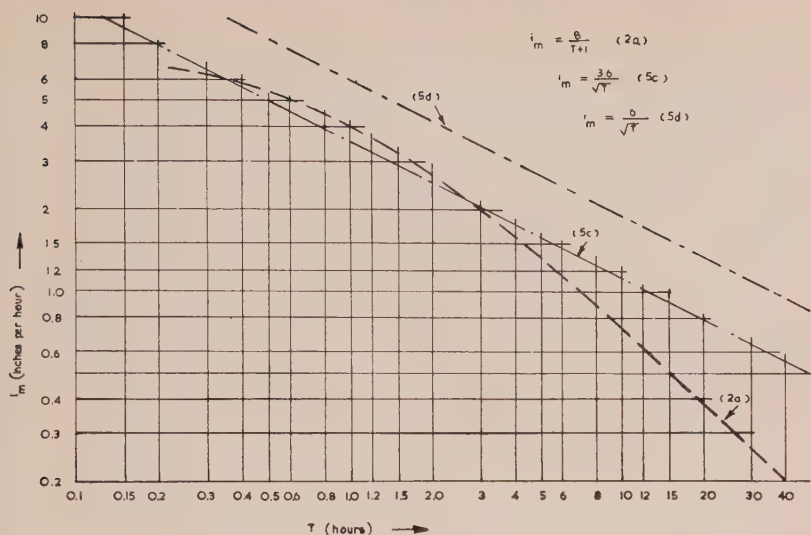


Fig. 4  
RAINFALL INTENSITY-DURATION CURVES

Appendix II explains the choice of the numerical value of  $R = 3.6$ , for  $T_1 = 1$ , for the normal maximum storms experienced in the British Isles and similar areas, and is illustrated in figs. 3 and 4. The highest curve plotted on fig. 4, representing

$$i_m = 6/\sqrt{T} \quad (5d)$$

may be considered an envelope of the highest mean rainfall intensities observed in the British Isles. Appendix II also presents the derivation, after Richmond, of a formula for the (variable) instantaneous intensities of normal maximum storms of any duration. The rainfall hydrograph which satisfies the requirements laid down in the discussion on Braine (1955) and at the same time is consistent with equations (5) and (5a) is shown on fig. 5. Its rising limb, from  $-1/3 T$  to 0, has the equation

$$i = \frac{R}{2\sqrt{3T_1}} \cdot (-t)^{-1/2} = \frac{Rj}{2\sqrt{3T_1}} \cdot t^{-1/2} \quad (9a)$$

and the falling limb, from 0 to  $2/3 T$ , the equation

$$i = \frac{R}{2\sqrt{\frac{3}{2}T_1}} \cdot t^{-1/2} \quad (9b)$$

Before further consideration of the rainfall hydrograph of fig. 5, it will be appropriate to consider the meteorological aspects of the problem of maximum rainfall intensity, as has been done more fully, for example, in Paulhus & Gilman (1953). In brief, in order to obtain a value for the maximum probable intensity (or maximum «possible» intensity), it is necessary to imagine the coincidence of an extreme atmospheric moisture supply with the most efficient mechanism of moisture release. However, even the cloud physicists who have ventured to offer an estimate of the maximum

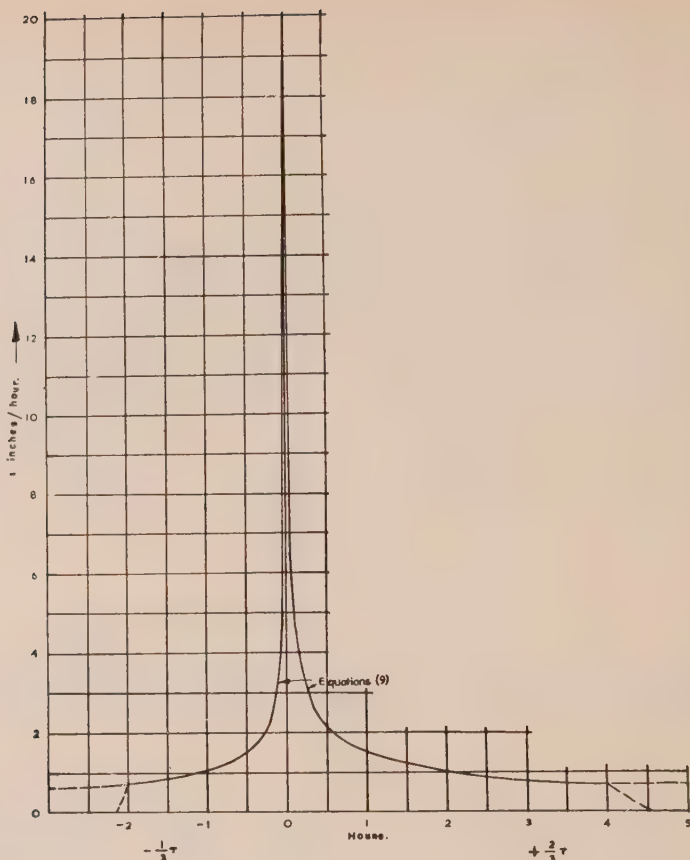


Fig. 5

rainfall intensities which meteorological conditions might produce are inclined to use a picture of probabilities and possibilities of the occurrence of each single factor or of groups of factors. Absolute limits of rainfall intensity have not, therefore, been formulated with confidence. The scientist prefers to state that, over a small area, a rainfall with an intensity  $i_m$  of 10 inches/hour, lasting for  $T = 10$  minutes, is possible over the British Isles (B. J. Mason in a private communication. See Dobbie & Wolf, 1953); but that, for a similar duration, a rainfall intensity  $i_m$  of 20 inches/hour has an exceedingly slight chance of occurring in the same area.

It is reasonable, therefore, to impose a limit to the increase of instantaneous intensity with reduction in duration, and the diagram on fig. 5 has accordingly been truncated at  $i = 20$  inches/hour. The hydrograph of a maximum storm of duration  $T$  hours accordingly appears as shown, with a more or less sudden rise to  $i = 1.8 \cdot T^{-1/2}$ , at  $-\frac{1}{3}T$ , a gradual increase from there to the maximum at  $-0.16$  minutes, a steady peak intensity of  $i = 20$  held until  $+0.32$  minutes, and a gradual fall to  $i = 1.8 \cdot T^{-1/2}$ , at  $+\frac{2}{3}T$ , when the storm may cease abruptly or tail away further. The peak intensity,  $i = 20$ , is taken to last for such a short period (25 seconds) that the general probability pattern is not appreciably affected by the application of the



theory of physical limits. The example of a storm indicated on fig. 5 has a duration of  $T = 6$  hours, commencing near  $-2$  hours, reaching its peak at 0 hours, and ceasing shortly after  $+4$  hours.

Two further observations published in Dillon's paper (1954) are here of interest. Studying the recorder charts of Cork rainfall, Dillon—in agreement with observers elsewhere—found that the peak intensity  $I$  observed during a rain storm does not appear to be related to the total duration  $T$  of the storm. Equations (1) and (2) do not give any information on the variation of intensity during a storm, and in their vagueness are not contradicted by Dillon's observation. Equations (3) and (4), however, describe rainfall hydrographs in which the peak intensity  $I$  is a definite multiple of the mean intensity  $i_m$  which in turn is a function of the duration  $T$ . The curves of equations (3a) and (4) on fig. 2, therefore, do not satisfy Dillon's first observation. The curves of equations (9), however, as plotted on fig. 5, are consistent with that observation. The second point of interest relates to a three-dimensional diagram in which Dillon plotted the logarithms of  $N$ ,  $r$ , and  $T_m$  to show that a single inclined plane gave a very good fit. His equation of that plane is

$$r = 0.1 (T_m^2 \cdot N)^{1/5}$$

where  $r$  is the total rainfall during the storm, inches,

$T_m$  is the duration of the storm, minutes,

$N$  is the average recurrence interval, years.

For any desired frequency, the total rainfall is seen to be proportional to  $T^{0.4}$ . The exponent  $1/2$  used in equations (5) is clearly not acceptable to Dillon. In fact, a good deal of study has been devoted to the numerical value of the exponent, and various authorities have recommended values ranging from approximately  $1/3$  to over  $0.8$ . The reason for this variation cannot lie entirely in the small size of the samples used for analysis, nor can we assume it to be entirely the result of observational errors arising from the difficulty of measuring extreme precipitation. This subject for further research must, here, be left, but a brief reference should at least be made to some of the data collected and discussed in Bernard (1932).

#### 4. EFFECT OF CATCHMENT CHARACTERISTICS

Numerous publications have analysed the influence on flood run-off of the nearly permanent features of a catchment area, namely its extent, its proportions, its slope, the dimensions of its river channels, its geology; and of the more variable characteristics such as the infiltration capacity, and the vegetation, with its influence on the surface-storage capacity.

In the following discussion of some of these influences, the aim has been to reduce the variables to a minimum in number and extent. Notwithstanding the conclusions of Section 3, rain storms have, for the purpose of a broad comparison, been assumed to have constant intensities throughout.

Most of the important methods of analysing and describing catchment areas, or drainage basins, have been summarised from time to time, an excellent example being Langbein (1947).

In common with other hydrologists, notably Horton, Langbein described the proportions and slope of a catchment—in outline, as he himself has stressed—in terms of such averages as the stream density or drainage density, the stream order, the stream frequency, and associated parameters and dimensions such as the stream length ratio, the bifurcation ratio, and the mean length of overland flow. The stream density is calculated by dividing the total length of all streams in the catchment by

the total area. Horton has arrived at a stream order by allotting to the smallest, unbranched, streams the number 1, to streams receiving first-order tributaries the number 2, and so on until the main stream at the downstream end of the catchment is reached: the number of the main stream is the order of the whole catchment. The stream frequency is calculated by dividing the total number of streams by the total area. The stream length ratio is the ratio of the mean length of streams of a given order to that of streams of the next lower order. The bifurcation ratio is found by dividing the average number of branches meeting streams of a given order by that of the next lower order: Horton found this ratio to be, usually, constant for all stream orders in a given basin. The mean length of overland, or sheet, flow has been related to the reciprocal of the stream density, for it is reasonable to regard this reciprocal to be a measure of the mean distance between streams.

These averages are undoubtedly of great value in the classification of catchments, for they provide a numerical basis for comparison where before the descriptive method had to be relied on. In the study of a single catchment, however, it does not seem that the average dimensions and parameters, and the formulae connecting their means, yield results of the same order of accuracy as a consideration and analysis of the true dimensions. The discrepancies arise out of the lack of uniformity over even quite small catchment areas of a dozen square miles or less. Horton, in a monumental paper (1945)—which, in the section concerned, contains a curious contradiction—mentions a range of nearly 2 : 1 in the product of overland flow and drainage density, and produces a formula which accounts for a good deal of this variability in terms of stream and ground slopes.

In a study of the immature Exmoor catchment of the Lyn rivers (Dobbie and Wolf, 1953) it was found that the topography varied sufficiently for a direct analysis of the dimensions and slopes to be necessary for the determination of the «period of concentration».

The study of the Lyn catchment, as was brought out in the discussion on Dobbie and Wolf (1953), revealed some of the difficulties arising out of the use of overall dimensions. Clearly the total area and the areas of the sub-catchments are important. The «area-distance distribution»  $\Sigma(a \cdot l)$ , where  $a$  is the area of each sub-catchment and  $l$  the distance from the mid-point of the stream serving  $a$  to the downstream end of the whole catchment, and the mean length of travel,  $\Sigma(a \cdot l)/\Sigma a$ , were not used, although they are useful parameters. Instead a direct measurement of the length of each important water-course was employed. Minor meanders were disregarded where there was evidence on the ground that flood waters had cut across them, but the major curves of the valleys were allowed for. The late Mr. G. Bransby Williams, a hydrologist of vast experience and a youthful capacity for absorbing and developing new ideas even as an octogenarian, implied that the use of the length of the longest water-course as a measure of the length of the catchment was hardly necessary, and recommended instead the employment of the length of the straight line from the gauging station to the most distant point of the water-shed. This appears to be another approximation which greatly simplifies the labour of comparing a large number of catchments. In the investigation of a particular basin, however, the length of the actual path of the flood waters should be used for the most accurate results.

Because of its immaturity, the Lyn catchment proved the need for individual studies of catchment areas. Several factors combine to give a run-off picture which differs in important respects from those of more mature systems. The problem of the hydraulic roughness of the moorland areas on the summits and of the streams below received a great deal of attention, as did the unusual slopes. On the plateaux surrounding the summits (on which there are virtually no streams) the gradients

are usually flatter than 1 in 40. From the edges of the plateaux, the unstable slopes descend at 1 in 5 and, in places, even 1 in  $3\frac{1}{2}$ , to the main streams which in their upper reaches slope at 1 in 20 and flatten out to 1 in 60 in the middle reaches. Rejuvenation has considerably steepened the lower reaches, with the maximum slopes of the order of 1 in 5.

With such immature variations in slope, it was clear that the usual employment of «mean slopes» and more refined dimensions such as «mean elevation», in the prediction of flood run-off, would give misleading results. Appendix III shows the mean-slope and mean-elevation formulae (which take no account of pronounced convexity or concavity of the catchment) to give, in the case of the Lyn rivers, unjustifiably low values of surface storage and excessive rates of peak flow. Without the great breadth of the Exmoor plateaux, the Lynmouth catastrophe would have been even worse.

The roughnesses on the plateaux are provided mainly by a dense grassy vegetation which would not be flattened even by the results of catastrophic rainstorms and offer heavy resistance to overland flow. The same kind of vegetation on the steeper slopes was flattened by the sheet flow which must have reached high velocities both there and in the relatively smooth stream channels. For mainly geological reasons, the erosion products in the lower reaches are of much larger size, and provide roughnesses which would keep the velocities down to their critical values (an explanation for this restriction has been offered by White and Nemenyi, Institution of Civil Engineers, 1942).

In the study of the Lyn floods, as of others, the «period of concentration» was one of the main dimensions to be determined. This was interpreted as the period required for heavy rain falling on the most distant point of the water-shed to make itself felt at the downstream end of the river system. Because of the wave-like advance of the flood rise, the period of concentration is considered to be shorter than the time taken for the actual rain drops to cover the journey. In the upper reaches, in particular, the Lyn tributaries in flood flow in comparatively narrow, deep channels in which both the velocity of flow (proportional to  $m^{2/3}$ , where  $m$  is the hydraulic mean depth) and the velocity of wave propagation (faster than  $\sqrt{g \cdot m}$ ) are very high. The time of overland flow in such a case of a convex catchment represents the greater part of the period of concentration. Since neither the mean slope nor the mean elevation may properly be used in the run-off analysis, a new parameter, convexity, should be introduced which might be expressed mathematically in the form of a moment, but with exponents to allow for the Manning or other formulae applied to both overland and channel flow, and an important term defining the erosional transition from overland to channel flow.

## APPENDIX I

In the discussion on a paper by Braine (1955) the variation, during a rain storm, of rainfall intensity  $i$  inches/hour with time  $t$  hours was considered, and an idealized approximation to chart recordings (of the kind illustrated in fig. 1) was suggested in which the peak intensity  $I$  inches/hour is reached at  $1/3 T$  hours from the commencement ( $T$  being the duration of the storm) and the intensity dies away gradually.

If the instantaneous intensity  $i$  and the time  $t$  are expressed non-dimensionally by  $\iota = i/I$  and  $\tau = t/T$ , one equation satisfying the requirements would be

$$4\iota = a\tau^3 + b\tau^2 + c\tau + d \quad (3)$$

the coefficients being determined to satisfy the boundary conditions (0,0), ( $1/3,1$ ),

(1,0), and  $(dt/d\tau) = 0$  at  $\tau = 1/3$  or at  $\tau = 1$ . The result is

$$4t = 27(\tau^3 - 2\tau^2 + \tau) = 27\tau(\tau - 1)^2 \quad (3a)$$

which has been plotted in fig. 2

The mean value of  $t$  is found, by integration, to be  $9/16 = 0.5625$ .

If other boundary conditions are to be satisfied as well, series expansions of a higher order would be required. One combination of boundary conditions consisted of (0,0),  $(1/3,1)$ , (1,0),  $(dt/d\tau) = 0$  at  $\tau = 1/3$  and at  $\tau = 1$ , and  $I = Ni$  where  $N$  represents any desired number; but no manageable expansion to fit these conditions could be found.

Another equation satisfying Braine's requirements is

$$\alpha t = 1/2 \sin 2\pi\tau + \sin \pi\tau \quad (4)$$

where  $\alpha = 1.5 \sin \frac{\pi}{3} = 1.299$ . This also has been plotted on fig. 2, and it will be observed that it is represented by a slenderer diagram with

$$i_m = 0.49 I$$

Again it has not been possible to find a convenient trigonometric expression to satisfy the basic boundary conditions as well as providing any desired value of  $N$  in  $I = Ni$ .

## APPENDIX II.

Fig. 3 shows the graphs representing the empirical equation  $i_m = R/(T + 1)$  (2) and the probability equation  $i_m = \frac{R}{\sqrt{T_1}} \cdot \frac{1}{\sqrt{T}}$  (5a). The choice of the value of  $R = 3.6$  inches/hour for  $T_1 = 1$  hour was made by plotting equation (2), derived from an empirical envelope curve, on Fig. 4, to logarithmic scales, and by drawing on it the straight line with slope  $-1/2$  giving the best fit.

In the units chosen (inches and hours), equations (5) and (5a) may be written as

$$r = 3.6 T^{1/2} \quad (5b)$$

$$\text{and } i_m = 3.6 T^{-1/2} \quad (5c)$$

where  $r$  is the total rainfall, inches, in the whole period  $T$  hours,

$i_m$  is the mean intensity of a storm, inches/hour,

and  $T$  is the duration of that storm, hours.

Mr. Brian Richmond, when the Author's student, showed that within the period  $T$  there were shorter intervals with higher mean intensities following approximately the values derived from equation (5c), and extended the picture by considering the lesser rainfall intensity following a sharp short storm, but still giving an overall mean intensity obeying equation (5c). His basis was the definition

$$r = i_m \cdot T = \int_0^T i dt \quad (6)$$

where  $i$  is the instantaneous rainfall intensity, inches/hour. By differentiation, equation (6) may be converted to

$$i = \frac{dr}{dT} \quad (6a)$$



which, combined with equations (5) and (5b), becomes

$$i = \frac{1}{2} \frac{R}{\sqrt{T_1}} t^{-1/2} \quad (7)$$

$$i = 1.8 t^{-1/2} \quad (7a)$$

If equation (7a) were plotted it would represent a storm intensity rising instantaneously to its very large peak and gradually falling off. Richmond instead chose a storm pattern with the intensity rising to its peak at the time origin and then falling again symmetrically. The equation

$$i = \frac{R}{2\sqrt{2T_1}} \cdot t^{-1/2} \quad (8a)$$

based on his idea, represents the falling limb after the peak, and the rising limb may be drawn by reflecting the falling limb symmetrically about the vertical axis, according to the equation

$$i = \frac{R_j}{2\sqrt{2T_1}} \cdot t^{-1/2} \quad (8b)$$

If the rising limb is to be twice as steep as the falling limb, and the peak of the rainfall is, therefore, to occur after one-third of the storm duration  $T$  has elapsed, the equation defining the rising limb will be

$$i = \frac{R}{2\sqrt{3T_1}} \cdot (-t)^{-1/2} = \frac{R_j}{2\sqrt{3T_1}} \cdot t^{-1/2} \quad (9a)$$

and that of the falling limb of the hydrograph of rainfall (Fig. 5)

$$i = \frac{R}{2\sqrt{\frac{3}{2}T_1}} \cdot t^{-1/2} \quad (9b)$$

Richmond checked his equations (8) by integration, in the form

$$\frac{R}{2\sqrt{2T_1}} \int_{-\frac{T}{2}}^{+\frac{T}{2}} (t^{-1/2} + j t^{-1/2}) dt = \frac{R}{\sqrt{T_1}} \cdot \sqrt{T} = r \quad (5)$$

Similarly, equations (9) may be added and integrated to give the same total rainfall  $r$ ,

$$\frac{R}{2\sqrt{3T_1}} \int_{-\frac{T}{3}}^{+\frac{2T}{3}} (t^{-1/2} \cdot \sqrt{2} + j t^{-1/2}) dt = \frac{R}{\sqrt{T_1}} \sqrt{T} = r \quad (5)$$

### APPENDIX III

The equation of continuity of overland flow is

$$\partial q / \partial x = i - \partial h / \partial t \quad (10)$$

With a steady net rainfall  $i_m$ , the ultimate depth  $\hat{h}$  may be deduced from ( $\partial h / \partial t = 0$ )

$$i_m \cdot x = q = \hat{v} \cdot \hat{h} \quad (11)$$

where  $q$  is the rate of overland flow per unit strip of land,

$x, y$  are the co-ordinates of the ground profile, with the origin at the summit and  $y$  measured downwards.

One typical profile surveyed on the Exmoor plateaux is described by the equation

$$50 y = x \quad (12)$$

between  $x = 0$  and  $x \simeq 2000$  feet, with steep slopes for  $x > 2000$ .

The velocities and depths of flow over the plateaux, after prolonged steady rain, are

$$\hat{v} = M \cdot \hat{h}^{2/3} (dy/dx)^{1/2} \quad (13)$$

in accordance with Manning's formula, the coefficient  $M$  being of the order of  $15 \text{ ft.}^{1/3} \text{ sec}^{-1}$ .

A value of  $i_m = 3 \text{ inches/hour} = 6.945 \cdot 10^{-5} \text{ ft./sec}$  may be used in a study of the effects of very heavy rainstorms. From (11) and (13)

$$\hat{v} = (15/\sqrt{50})^{3/5} \cdot (i_m \cdot x)^{2/5} = 0.0342 \cdot x^{0.4} \quad (14)$$

$$\text{and } \hat{h} = 0.002 \cdot x^{0.6} \quad (15)$$

Because the slope is uniform, the depth  $h$ , before  $\hat{h}$  is reached, is constant throughout the plane,

$$h = i_m \cdot t \quad (16)$$

At any point  $x$ , the maximum depth  $\hat{h}$  is accordingly reached at time  $\hat{t}$  after the commencement of the steady storm

$$\hat{h} = i_m \cdot \hat{t} \quad (16a)$$

From (11) and (16a),

$$\hat{t} = 29 x^{0.6} \quad (17)$$

and the point at which steady flow establishes itself advances at the rate

$$\partial x / \partial \hat{t} = 0.057 x^{0.4} \quad (18)$$

to reach  $x = 2000$  ft. after 47 minutes. The time which a raindrop takes to travel

the same distance, at a steady maximum rate  $\int_0^{2000} (dx/\hat{v})$ , is 78 minutes, or approximately  $1.65 \cdot 47$ .

A second typical profile found on the Exmoor plateaux is described by the equation

$$672 y = x^{4/3} \quad (19)$$

with  $504 \cdot dy/dx = x^{1/3}$

$$(19a)$$

Here again the slope breaks from 1 in 40 to 1 in 4 or 5, at  $x = 2000$  ft. approximately.

With a net rainfall intensity of 3 inches/hour,

$$\hat{v} = 0.017 x^{1/2} \quad (20)$$

$$\text{and } \hat{h} = 0.00408 x^{1/2} \quad (21)$$

Since before the steady state is reached, there is a variation of velocity with slope,

$(\partial q/\partial x)$  in equation (10) is not zero. The rise of the water surface of overland flow is accordingly

$$\partial h/\partial t = i_m - \partial q/\partial x \quad (10a)$$

From  $q = 0.67 \cdot h^{5/3} \cdot x^{1/6}$ , and by differentiation, rearrangement and integration, the time  $t$  of establishment of steady conditions may be found to be approximately 38 minutes for 2000 ft. The time of travel of a rain-drop, over the same distance, is, however, again longer.

At  $x > 2000$  ft. approximately, steeper gradients occur which enable water to be conveyed to the main stream in a few minutes, for near the top of the steep slope the overland flow is concentrated in a series of small streams with comparatively large hydraulic mean depths and roughness coefficients  $M$ .

At a typical site the main stream might be reached at ( $x = 2500$  ft. and  $y = 140$  ft.), and the linear profile above that junction, with approximately the same mean slope and mean elevation as the profiles of equations (12) and (19), may be defined by

$$y = 0.085 \cdot x - 72 \quad (22)$$

Because of its uniform steepness the surface of equation (22) would shed all water to the main stream within 8 minutes, even if the vegetation is assumed to resist the drag of the faster flow and to remain standing.

With the slope coefficients in equations (12) and (19) further reduced and the assumption of laminar flow over part of the plateau, the calculated differences in travelling time, between the convex and the plane cases, would be even greater.

#### REFERENCES

- (1) BEARDMORE, NATHANIEL (1862), «Manual of hydrology», Waterlow, London.
- (2) BERNARD, M. (1932), «Formulas for rainfall intensities of long duration», *Trans. Amer. Soc. Civ. Engrs.*, vol. 96, pp. 592-596.
- (3) BILHAM, E. G. (1935), «Classification of heavy falls in short periods», *British Rainfall*, London.
- (4) BRAINE, C. D. C. (1955), «The effect of storage on sewerage design», *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, III, vol. 4, No. 2, Aug. 1955, London.
- (5) DILLON, E. C. (1954), «Analysis of 35-year automatic recordings of rainfall at Cork», *Trans. Instn. Civ. Engrs. Ireland*, vol. 80, No. 5, pp. 191-216, Dublin.
- (6) DOBBIE, C. H. & WOLF, P. O. (1953), «The Lynmouth flood of August, 1952», *Proc. Instn. Civ. Engrs.*, III, vol. 2, No. 3, Dec. 1953, London.
- (7) GLASSPOOLE, J. (1951), «The reliability of rainfall over the British Isles (third paper): frequency distribution», *Journal Instn. Water Engrs.*, vol. 5, No. 1, pp. 17-38, Feb. 1951, London.
- (8) HORTON, R. E. (1945), «Erosional development of streams and their drainage basins: hydrophysical approach to quantitative morphology», *Bull. Geol. Soc. Amer.*, vol. 56, pp. 275-370, March, 1945, New York.
- (9) INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS (1933), «Interim Report of the Committee on Floods in Relation to Reservoir Practice», London.
- (10) INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS (1942), «Report of the Committee on Fish-Passes», London, (reprinted 1948).
- (11) LANGBEIN, W. B. and others (1947), «Topographic characteristics of drainage basins», U. S. Geol. Surv., *Water Supply P.* 968-C, pp. 125-157, Washington.
- (12) MEYER, A. F. (1928), «Elements of hydrology», 2nd ed., Wiley, New York.
- (13) PAULHUS, J. L. H. & GILMAN, C. S. (1953), «Evaluation of probable maximum precipitation», *Trans. Amer. Geophys. Un.*, vol. 34, No. 5, pp. 701-708, Oct. 1953, Washington.
- (14) RICHARDS, B. D. (1955), «Flood estimation and control», 3rd ed., Chapman & Hall, London.

# A METHOD OF DETERMINING THE FREQUENCY OF DROUGHTS

ZDZISLAW KACZMAREK

*Warsaw*

## SUMMARY

The drought  $Q_{\min}$  defined as the least value of the daily discharge  $Q$  throughout the year, has an asymptotic frequency distribution  $F(Q_{\min})$ , dependent only on the type of the distributing function  $F(Q)$ . Assuming that

a) the distribution of daily flows is bounded from below, i.e., the distributing function  $F(Q \leq \epsilon) = 0$ ,

b) the density function at point  $Q = \epsilon$  is equal to zero and its derivative at that point is not equal to zero,

the author works out an asymptotic non-parametric distribution of the reduced variable

$y = \frac{Q_{\min} - \epsilon}{k}$ , or a distribution of minimal flows characterized by two parameters,

$\epsilon$  and  $k$ , estimated from a sample by the method of moments. He constructs a probability scale permitting the linear representation of the distribution of values  $Q_{\min}$ .

On the ground of the distribution deduced, the Author obtains a minimal discharge with a given frequency  $p$ , dependent on the estimated parameters, which is also an estimate of the real value  $E(Q_{\min})$ . In order to determine the efficiency of the estimation, an asymptotic distribution of the value  $Q_{\min p}$  are introduced, permitting the determination of a confidence interval on an arbitrary confidence coefficient  $\alpha$ .

A numerical example illustrates the application of the method in question.

## 1. DISTRIBUTION FUNCTION OF DROUGHTS.

The least annual flow,  $Q_{\min}$ , occurring in the river station under consideration is a random variable. Owing to the co-action of various factors it may assume various random values in individual years.

Mathematical statistics deals with the investigation of random variables. Statistical analysis in hydrology usually consists in investigation the frequency distribution of the phenomenon in which we are interested, i.e., in establishing the relation between the value of its numerical characteristic and the frequency of the occurrence of cases with a characteristic that is equal to or smaller than the given one. In the case of minimal flows we are interested in the frequency

$$P(Q_{\min} \leq Q_{\min p}) = F(Q_{\min p}) = p = \frac{1}{T} \quad (1)$$

The function  $F(Q_{\min p})$  is termed the distribution function of the variable  $Q_{\min}$ . The particular value of this variable,  $Q_{\min p}$ , corresponding to the frequency  $p$  is called the quantile of order  $p$ , and  $T$  represents the return period of this quantile.

The history of the investigation of distribution (1) is exceptionally brief. The first work on this subject [7] appeared in 1954. Basing himself on the asymptotic distribution of the least element of a sample [3, 4, 7], Gumbel worked out a three-parameter distribution of the droughts. Without entering into detailed mathematical investigations, which can be found in the literature cited, let us briefly consider the essential properties of this distribution.

Consider a random variable (e.g. the mean daily flow) which is bounded from below by the value  $x = \epsilon$ . Undoubtedly, flows on a river show exactly this kind



of variable. The distribution function of this variable satisfies the conditions

$$\left. \begin{aligned} \Phi(x) &= 0 \\ 0 > \Phi(x) &< 1 \end{aligned} \right\} \begin{aligned} x &\leq \varepsilon \\ x &> \varepsilon \end{aligned} \quad (2)$$

It is proved in mathematical statistics [3] that if there exist such positive numbers  $c$  and  $\alpha$  that

$$\frac{\Phi(\varepsilon + h_n)}{h_n^\alpha} \longrightarrow c \text{ where } h_n = f(n) \longrightarrow 0, \text{ as } n \longrightarrow \infty$$

then the asymptotic distribution of the least element of an  $N$ -element random sample (e.g. the distribution  $Q_{\min}$  from a 365-day sample of daily flows) can be represented in the form

$$F(x) = P(\varepsilon < X_{\min} < x) = 1 - e^{-\left|\frac{x-\varepsilon}{k}\right|^\alpha} \quad (3)$$

Writing  $X_{\min} = Q_{\min}$ ,  $x = Q_{\min_p}$  and introducing the reduced variable  $y = \frac{x-\varepsilon}{k}$  we obtain

$$F(y) = P(\varepsilon < Q_{\min} < \varepsilon + ky) = 1 - e^{-|y|^\alpha} \quad (4)$$

As we see, the distribution function (3) depends on three parameters,  $\varepsilon$ ,  $k$  and  $\alpha$ . Gumbel determines them by means of three characteristics, namely

- $Q_{\min}$  — the mean minimal flow for an  $N$ -year observation period,
- $S$  — the mean deviation of minimal flows in that period,
- $C_s$  — the asymmetry coefficient.

All the above characteristics, calculated on the basis of an  $N$ -year observation period, are charged with errors resulting from the random course of the phenomena during that period. The errors of the asymmetry coefficient are particularly great. By substituting the central moments of distribution (3) into the general formula of the standard error of value  $C_s$  [2] it can be shown that, for example, for  $\alpha = 2$  we obtain

$$\sigma_{C_s} = \frac{2,522}{\sqrt{N}}$$

In order to obtain a fairly reliable value of  $C_s$  we should have a very long observation period at our disposal, say  $N > 100$  years. As we know, this postulate cannot be satisfied in practice. We must therefore seek another method of defining the parameters of distribution (3). The object of this paper is to define such a method, eliminating the necessity of evaluation the asymmetry coefficient. We shall prove, that under very general assumptions the parameter  $\alpha = 2$ . This enables us to estimate only two parameters, simplifies calculations and makes them more accurate.

Suppose that the distribution of daily flows  $Q$  satisfies the following conditions:

- a. at the point  $Q = \varepsilon$  the frequency function  $\varphi(\varepsilon) = \Phi'(\varepsilon) = 0$ ,
- b. at that point the derivative  $\varphi'(\varepsilon) = \Phi''(\varepsilon) \neq 0$

These conditions correspond to the frequency curve shown in figure 1. In order to avoid misunderstanding it should be mentioned that the conditions discussed above concern only the behaviour of the function  $\varphi(Q)$  in the immediate neighbourhood of the point  $Q = \varepsilon$ . Elsewhere the shape of the distribution of daily flows varies. The observation of the frequency curves of daily flows shows that these conditions are usually satisfied. Obviously, they are not satisfied if the river dries up completely from time to time. In that case the frequency function at the point  $Q = 0$ , which is the lower bound of the variable, is greater than zero.

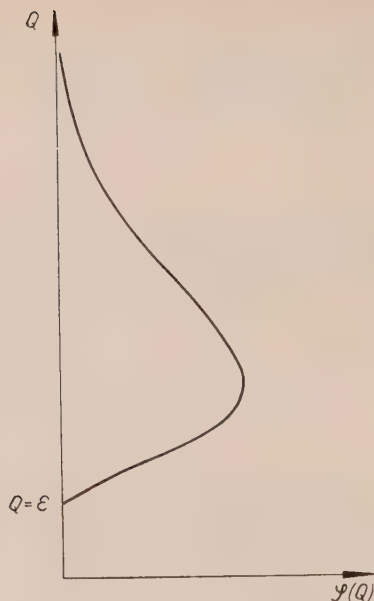


Fig. 1

An arbitrary daily flow  $Q$  may be represented in the form  $Q = \varepsilon + h$ , where the value  $h$  is greater than zero. Expanding the distribution function  $\Phi(Q)$  in a Taylor series we obtain

$$\Phi(Q) = \Phi(\varepsilon) + \frac{h}{1!} \Phi'(\varepsilon) + \frac{h^2}{2!} \Phi''(\varepsilon) + \frac{h^3}{3!} \Phi'''(\varepsilon) + \dots \quad (5)$$

According to our assumptions,  $\Phi(\varepsilon) = 0$  and  $\Phi'(\varepsilon) = 0$ . Since  $\Phi''(\varepsilon) \neq 0$ , we have

$$\frac{\Phi(\varepsilon + h)}{h^2} = \frac{\Phi''(\varepsilon)}{2!} + \frac{h}{3!} \Phi'''(\varepsilon) + \dots \quad (6)$$

Expression (6) as  $h \rightarrow 0$  tends to a constant value  $0,5\Phi''(\varepsilon)$ . Now it is sufficient to relate  $h$  to the size of the sample in such a way that  $h = h_n = f(n) \rightarrow 0$  as  $n \rightarrow \infty$ . This can be done by assuming  $h = ky$ . As  $n \rightarrow \infty$  the least element of the sample  $Q_{\min}$  tends to  $\varepsilon$ , which means of course that  $ky$  tends to zero. The condition imposed at the beginning of our considerations is thus satisfied and we have  $\alpha = 2$  and  $c = 0,5\Phi''(\varepsilon)$ . Consequently the distribution function of the reduced variable is equal to

$$\left. \begin{aligned} p &= P(Q_{\min} < Q_{\min_p}) = 1 - e^{-y^2} \\ Q_{\min_p} &= \varepsilon + ky \end{aligned} \right\}$$

In this way a minimal annual flow with a given frequency  $p$  can be defined by means of two parameters  $\varepsilon$  and  $k$ , and by means of the variable  $y$ , connected with  $p$  by a unique relation. The frequency function of  $y$  is defined by the relation

$$f(y) = F'(y) = 2ye^{-y^2} \quad (8)$$

The shape of the function  $f(y)$  is shown in fig. 2.

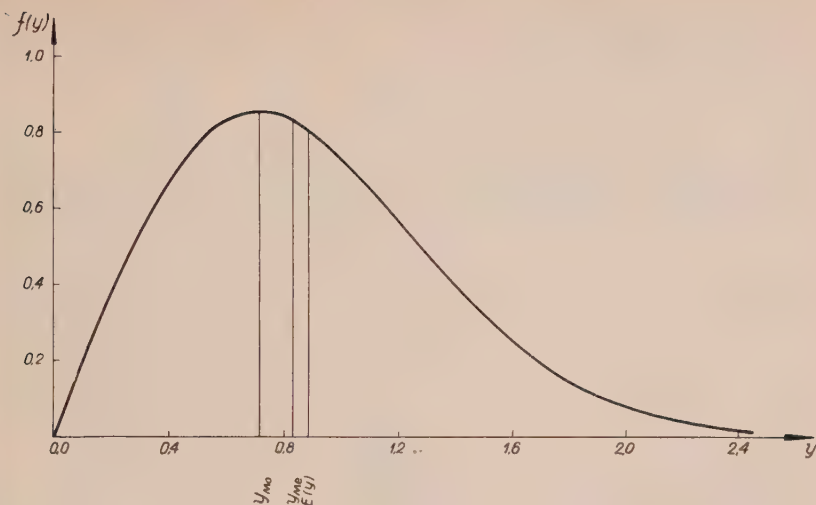


Fig. 2

We shall now deduce the moments and some other characteristic values of the variable  $y$  and the variable  $Q_{\min}$ . Generally speaking, the initial moment of order  $r$  of the reduced variable is equal to

$$\nu'_r = \int_0^{\infty} y^r \cdot f(y) dy = \int_0^{\infty} y^r \cdot 2ye^{-y^2} dy$$

Substituting  $y^2 = t$  we obtain

$$\nu'_r = \int_0^{\infty} e^{-t} \cdot t^{r/2} dt = \Gamma(1 + \frac{r}{2}) \quad (9)$$

Between the central moments, calculated with respect to the mean value, and the initial moments the following relations hold

$$\begin{aligned} \mu'_2 &= \nu'_2 - (\nu'_1)^2 \\ \mu'_3 &= \nu'_3 - 3 \nu'_2 \nu'_1 + 2(\nu'_1)^3 \\ \mu'_4 &= \nu'_4 - 4 \nu'_3 \nu'_1 + 6 \nu'_2 (\nu'_1)^2 - 3(\nu'_1)^4 \end{aligned}$$

Passing from the reduced variable  $y$  to the variable  $Q_{\min}$  we obtain

$$\begin{aligned} \nu_1 &= E/Q_{\min} = \varepsilon + k \nu'_1 \\ \mu_r &= k^r \mu'_r \end{aligned} \quad (10)$$

(the symbol  $E$  denoting the expected value of the variable).

The modal value of the reduced variable corresponds to the point at which the derivative  $f'(y)$  is equal to zero. Differentiating we obtain

$$2e^{-y^2/1} - 2y^2 = 0$$

whence

$$y_{Mo} = 0,7071 \text{ and } Q_{\min Mo} = \varepsilon + 0,7071 k$$

The median of the variable  $y$  corresponds to the point for which the frequency  $p = 0,5$ . Substituting we obtain

$$0,5 = e^{-y^2}$$

whence

$$y_{Me} = 0,8325 \text{ and } Q_{min Me} = \varepsilon + 0,8325 k$$

The characteristics of the variables  $y$  and  $Q_{min}$  which interest us are listed in table 1.

TABLE 1

| kind of characteristic      | variable $y$ | variable $Q_{min}$       |
|-----------------------------|--------------|--------------------------|
| mean value $\nu_1$          | 0,8862       | $\varepsilon + 0,8862 k$ |
| $\nu_2$                     | 1,0000       | —                        |
| $\nu_3$                     | 1,3294       | —                        |
| $\nu_4$                     | 2,0000       | —                        |
| variance $\mu_2 = \sigma^2$ | 0,2146       | $0,2146 k^2$             |
| $\mu_3$                     | 0,0628       | $0,0628 k^3$             |
| $\mu_4$                     | 0,1492       | $0,1492 k^4$             |
| mean deviation $\sigma$     | 0,4633       | $0,4633 k$               |
| $C_s = \mu_3/\mu_2^{3/2}$   | 0,6318       | 0,6318                   |
| $\mu_4/\mu_2^2$             | 3,2364       | 3,2364                   |
| modal value                 | 0,7071       | $\varepsilon + 0,7071 k$ |
| median value                | 0,8325       | $\varepsilon + 0,8325 k$ |

## 2. ESTIMATION OF PARAMFTERS.

We have already mentioned that the distribution of the variable  $Q_{min}$  depends on the parameters  $\varepsilon$  and  $k$ , whose knowledge is indispensable in order to define relation (7). In practical applications these parameters are determined on the basis of a  $N$ -year observation series of minimal annual flows. Adopting the terminology used in mathematical statistics, we obtain the parameters on the basis of an  $N$ -element random sample. We shall carry out the estimation in question by means of the method of moments.

Between the moments of the variables  $y$  and  $Q_{min}$  we have the relations

$$E(Q_{min}) = \varepsilon + k.E(y) = \varepsilon + 0,8862 k$$

$$\sigma = k\sigma' = 0,4633 k$$

Solving the above system of equations we obtain

$$\varepsilon = E(Q_{min}) - 1,912 \sigma$$

$$k = 2,158 \sigma$$

Since we do not know the mean value  $E(Q_{min})$  and the standard deviation  $\sigma$ , corresponding to the population of minimal flows, we must replace them in equations (11) by the corresponding sample characteristics. Denoting them by  $\widehat{Q_{min}}$  and  $S$



respectively, we finally obtain

$$\begin{aligned}\widehat{\varepsilon} &= \overline{Q_{\min}} - 1,912\ S \\ \widehat{k} &= 2,158\ S\end{aligned}$$

(the sign  $\widehat{\phantom{x}}$  denoting a value estimated from a sample).

Having determined the parameters we can now calculate the value of  $\widehat{Q}_{\min_p}$ . Substituting expressions (12) in equation

$$\widehat{Q}_{\min_p} = \widehat{\varepsilon} + \widehat{k}\ y$$

we obtain

$$\widehat{Q}_{\min_p} = \overline{Q_{\min}} + (2,158y - 1,912).S$$

or finally

$$\widehat{Q}_{\min_p} = \overline{Q_{\min}} + A.S \tag{13}$$

The values of the coefficient A dependent only on the frequency  $p$ , are listed in table 2.

TABLE 2

| $p\%$ | 0,000 | 0,5   | 1,0   | 2,0   | 5,0   | 10,0  | 20,0  | 50,0  | 80,0  | 90,0  | 99,0  |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $y$   | 0,000 | 0,071 | 0,100 | 0,142 | 0,226 | 0,325 | 0,472 | 0,833 | 1,268 | 1,517 | 2,146 |
| A     | -1,91 | -1,76 | -1,70 | -1,61 | -1,42 | -1,21 | -0,89 | -0,11 | 0,82  | 1,36  | 2,72  |

### 3. THE PROBABILITY SCALE AND EMPIRICAL FREQUENCY.

The distribution fuction  $F(y)$  belongs to the group of non-parametric distributions. This permits the construction of a probability scale for the variable  $y$ . Since the minimal flow  $Q_{\min_p}$  is linearly connected with the variable  $y$ , the distribution  $Q_{\min_p}$  will be represented on that scale in the form of a straight line.

The abscissae of the probability scale, calculated on the basis of the equation

$$y = - \sqrt{-2,30259 \log(1 - p)}$$

are listed in table 3.

TABLE 3

| <i>p</i> | <i>y</i> | <i>p</i> | <i>y</i> | <i>p</i> | <i>y</i> | <i>p</i> | <i>y</i> | <i>p</i> | <i>y</i> | <i>p</i> | <i>y</i> |
|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| 0,00     | 0,000    | 0,10     | 0,325    | 0,30     | 0,597    | 0,50     | 0,833    | 0,70     | 1,097    | 0,90     | 1,517    |
| 0,01     | 0,100    | 0,12     | 0,358    | 0,32     | 0,621    | 0,52     | 0,857    | 0,72     | 1,128    | 0,91     | 1,552    |
| 0,02     | 0,142    | 0,14     | 0,388    | 0,34     | 0,645    | 0,54     | 0,881    | 0,74     | 1,161    | 0,92     | 1,589    |
| 0,03     | 0,175    | 0,16     | 0,417    | 0,36     | 0,668    | 0,56     | 0,906    | 0,76     | 1,195    | 0,93     | 1,631    |
| 0,04     | 0,202    | 0,18     | 0,445    | 0,38     | 0,691    | 0,58     | 0,931    | 0,78     | 1,231    | 0,94     | 1,677    |
| 0,05     | 0,226    | 0,20     | 0,472    | 0,40     | 0,715    | 0,60     | 0,957    | 0,80     | 1,268    | 0,95     | 1,731    |
| 0,06     | 0,249    | 0,22     | 0,498    | 0,42     | 0,738    | 0,62     | 0,984    | 0,82     | 1,309    | 0,96     | 1,749    |
| 0,07     | 0,269    | 0,24     | 0,524    | 0,44     | 0,761    | 0,64     | 1,011    | 0,84     | 1,354    | 0,97     | 1,873    |
| 0,08     | 0,289    | 0,26     | 0,549    | 0,46     | 0,785    | 0,66     | 1,039    | 0,86     | 1,402    | 0,98     | 1,978    |
| 0,09     | 0,307    | 0,28     | 0,573    | 0,48     | 0,809    | 0,68     | 1,067    | 0,88     | 1,456    | 0,99     | 2,146    |

There exist in literature several formulas to define the empirical frequency of the individual terms of a statistical sequence. Apparently the most reliable of them is the formula

$$p' \% = \frac{m - 0,3}{N + 0,4} \cdot 100$$

widely discussed by Aleksiejew [1].

#### 4. SAMPLING ERRORS.

The values  $\bar{Q}_{\min}$  and  $S$  calculated on the grounds of an  $N$ -year observation period differ on the whole from the values  $E(\bar{Q}_{\min})$  and  $\sigma$  concerning the general (practical unbounded) population of droughts. According to the accepted terminology,  $\bar{Q}_{\min}$  and  $S$  will be called the estimates of the general parameters. It is proved in mathematical statistics that an estimate is a new random variable with a definite distribution function.

A minimal flow with a given frequency, calculated by means of formula (13), depends on the parameters determined on the basis of observation period. Thus it is also the estimate of the real flow  $Q_{\min p}$ , i.e., the flow corresponding to the general population. To distinguish it we shall denote the estimate by the symbol  $\hat{Q}_{\min p}$ . Clearly, the values of  $\hat{Q}_{\min p}$  calculated on the grounds of various observation periods will generally be different. It remains to solve the problem of estimating the probability

$$P(\hat{Q}_{\min p} - \Delta_p < Q_{\min p} < \hat{Q}_{\min p} + \Delta_p) = \alpha \quad (14)$$

i.e. the problem of defining the statistical distribution of the estimate  $\hat{Q}_{\min p}$ . The value  $\alpha$  is termed the confidence level, and the interval  $(-\Delta_p, +\Delta_p)$  dependent on  $\alpha$ , the confidence interval. In order to determine the confidence interval we must first determine the shape and the parameters of the distribution of the estimate.

It is proved in mathematical statistics [2] that if  $H$  is a parameter of the type

$$H = H(\bar{x}, m_2) \quad (15)$$

where  $m_2 = S^2$  is the variance calculated on the grounds of the sample, then the distribution of H is asymptotically normal with the mean

$$E(H) = H(E(x), \mu_2) \quad (16)$$

and the variance

$$\sigma^2_H = \mu^2(x) \left( \frac{\partial H}{\partial x} \right)^2 + \mu_2(m_2) \left( \frac{\partial H}{\partial m_2} \right)^2 + 2\mu_{11}(x, m_2) \frac{\partial H}{\partial x} \frac{\partial H}{\partial m_2} \quad (17)$$

The partial derivative being calculated at the point  $\bar{x} = E(x)$ , and  $m_2 = \mu_2$ . Applying the above expressions to the functions

$$\hat{Q}_{\min p} = \overline{Q_{\min}} + A \sqrt{m_2}$$

we obtain after numerous transformations

$$E(H) = Q_{\min p} \quad (18)$$

$$\sigma_H \cong B \frac{S}{\sqrt{N}} \quad (19)$$

In the last expression we have replaced the population standard deviation  $\sigma$  by the corresponding sample characteristic S. Such practice commonly used in statistics leads to certain errors (of secondary importance) in the computation of  $\sigma_H$ . The parameter B is equal to

$$B = \sqrt{1 + 0,6318 A + 0,5591 A^2}$$

The values of B are listed in table 4.

TABLE 4

| p % | 0,00  | 0,5   | 1,0   | 2,0   | 5,0   | 10,0  | 20,0  | 50,0  | 80,0  | 90,0  | 99,0  |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| B   | 1,355 | 1,272 | 1,240 | 1,195 | 1,111 | 1,027 | 0,939 | 0,967 | 1,379 | 1,702 | 2,618 |

In connection with the fact that the estimate  $\hat{Q}_{\min p}$  has an asymptotically normal distribution, the limits of the confidence interval will be equal to

$$(-t \cdot \sigma_H, +t \cdot \sigma_H)$$

respectively; the values  $t$  dependent on the desired confidence level being found in the tables of normal distribution. E. g., we can assert that the real flow  $Q_{\min p}$  with probability  $\alpha = 0,90$  will be contained in the interval

$$(\hat{Q}_{\min p} - 1,645 \sigma_H, \hat{Q}_{\min p} + 1,645 \sigma_H)$$

Obviously, calculating  $Q_{\min p}$  on the grounds of an N-year observation period we have no right to regard the obtained result as the real value of the flow which — together with lower ones may occur once in T years on the average. On the basis of statistical methods we can only expect the desired flow to be contained with probability  $\alpha$  in the above mentioned interval. Clearly, the greater probability  $\alpha$  is assumed, the smaller the chance that the flow in question will be found outside this

interval. This extremely important aspect of statistical calculations has not been sufficiently considered in hydrological application so far [8].

## 5. A NUMERICAL EXAMPLE.

Consider the statistical sequence of minimal annual flows for the Skwierzyna gaging station on the Warta river in the years 1870 — 1951, formed on the basis of Lambor's paper [9]. We obtain the parameters

$$\overline{Q_{\min}} = 48,77 \text{ m}^3/\text{sec},$$

$$S = 15,98 \text{ m}^3/\text{sec},$$

$$N = 81 \text{ years}$$

In table 5 we find the calculation of the value of  $\hat{Q}_{\min p}$  and  $\Delta_p$  for various frequencies  $p$ .

TABLE 5

| $p \%$ | $\hat{Q}_{\min p}$    |        |        |                    | $\Delta_p$ for $\alpha = 0.8$ |                        |            |
|--------|-----------------------|--------|--------|--------------------|-------------------------------|------------------------|------------|
|        | $\overline{Q_{\min}}$ | A      | S.A    | $\hat{Q}_{\min p}$ | B                             | $B \frac{S}{\sqrt{N}}$ | $\Delta_p$ |
| 0,0    | 48,77                 | —1,912 | —30,55 | 18,3               | 1,355                         | 2,41                   | 3,09       |
| 0,5    | 48,77                 | —1,759 | —28,11 | 20,7               | 1,272                         | 2,26                   | 2,90       |
| 1,0    | 48,77                 | —1,696 | —17,09 | 21,7               | 1,240                         | 2,20                   | 2,82       |
| 2,0    | 48,77                 | —1,606 | —25,66 | 23,1               | 1,195                         | 2,12                   | 2,72       |
| 5,0    | 48,77                 | —1,424 | —22,76 | 26,0               | 1,111                         | 1,97                   | 2,53       |
| 10,0   | 48,77                 | —1,211 | —19,35 | 29,5               | 1,027                         | 1,82                   | 2,33       |
| 20,0   | 48,77                 | —0,893 | —14,27 | 34,5               | 0,939                         | 1,67                   | 2,14       |
| 50,0   | 48,77                 | —0,114 | — 1,82 | 47,0               | 0,967                         | 1,72                   | 2,21       |
| 80,0   | 48,77                 | 0,824  | 13,17  | 62,0               | 1,379                         | 2,45                   | 3,14       |
| 90,0   | 48,77                 | 1,362  | 21,76  | 70,6               | 1,702                         | 3,02                   | 3,87       |
| 99,0   | 48,77                 | 2,719  | 43,45  | 92,2               | 2,618                         | 4,65                   | 5,96       |

The absolutely lowest flow corresponding to the frequency  $p = 0$  is found with confidence level  $\alpha = 0,8$  in the interval (see fig. 3)

$$18,3 - 3,1 < \varepsilon < 18,3 + 3,1$$

i.e.

$$15,2 \text{ m}^3/\text{sec} < \varepsilon < 21,4 \text{ m}^3/\text{sec}.$$



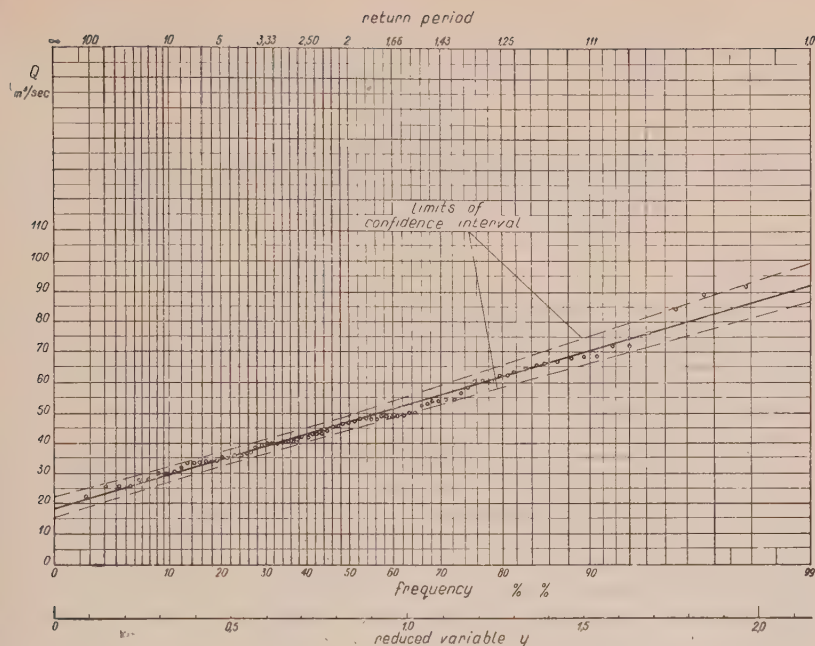


Fig. 3

## BIBLIOGRAPHY

- (<sup>1</sup>) G. A. ALEKSIEJEV — O formułach dla wycislenia obezpieczennosti gidrologic-zeskich wieliczin, *Meteorologia i Gidrologia*, Nr. 6/1955.
- (<sup>2</sup>) H. CRAMER — Mathematical Methods of Statistics, Princeton University Press, 1946.
- (<sup>3</sup>) I. W. DUNIN BARKOWSKIJ and N. W. SMIRNOW — Teoria wiorojatnostiej i mate-maticzeskaja statistika w technike, Moscow, 1955.
- (<sup>4</sup>) R. A. FISHER and L. H. C. TIPPETT — Limiting forms of the frequency distribution of the largest or smallest member of a sample, *Proceedings Cambridge Phil. Soc.*, v. 24, 1928.
- (<sup>5</sup>) M. FISZ — Rachunek prawdopodobienstwa i Statystyka matematyczna, Warsaw, 1954.
- (<sup>6</sup>) E. J. GUMBEL — Statistical Theory of Extreme Values and Some Practical Applica-tions, *National Bureau of Standards*, 33, 1954.
- (<sup>7</sup>) E. J. GUMBEL — Statistical Theory of Droughts, *Proceedings American Society of Civil Engineers*, v. 80, sep. 439, 1954.
- (<sup>8</sup>) Z. KACZMAREK — Efektywnosc estymacji przeplywow maksymalnych o zadanym okresie powtarzalnosci, *Archiwum Hydrotechniki*, Warsaw, 1957.
- (<sup>9</sup>) J. LAMBOR — Zmiany dna koryta Watyn po wykonaniu regulacji, *Wiadomosci Sluzby Hydrologicznej i Meteorologicznej*, Warsaw, 1953.

# APPLICATION DE TESTS STATISTIQUES A LA PRÉVISION D'APPORTS GLOBAUX A L'AIDE DE RÉGRESSIONS

A. KÄLIN

*Section d'Hydrologie des Laboratoires de Recherches Hydrauliques et de Mécanique  
des Terres annexés à l'Ecole Polytechnique Fédérale,  
Zurich*

## RÉSUMÉ

Dans le cadre des plans d'ensemble pour l'aménagement et l'utilisation des eaux l'estimation des apports provenant d'un bassin qui s'écouleront pendant un certain intervalle de temps présente une importance accrue. Une méthode permettant des prévisions utilisables est celle du calcul des régressions et corrélations telle qu'elle a été appliquée avec succès en particulier aux Etats-Unis et en France et qui a été récemment introduite en Suisse.

Dans l'application du procédé des régressions on admet en général que les conditions atmosphériques ainsi que les débits qui en résultent présentent en moyenne un caractère stationnaire pendant une période assez longue et que la liaison statistique entre les influences météorologiques et les débits peut s'exprimer au moyen de relations de régression. La qualité de la régression dépend, outre de la durée de la période de référence à disposition, également du choix judicieux des variables à introduire. Il faudra d'une part tenir compte des données physiques en ce sens que les relations obtenues doivent pouvoir s'interpréter physiquement, par exemple comme représentation des ressources libérables, d'autre part se laisser guider par des considérations statistiques lors de l'introduction de variables supplémentaires du fait de notre connaissance encore sommaire du mécanisme de l'écoulement et de son caractère statistique.

Dans cet ordre d'idées les tests statistiques facilitent les choix en permettant un jugement objectif sur l'importance des diverses variables et le parti qu'on peut tirer de leur introduction et ainsi sur la réalité des relations obtenues.

Les possibilités et les limitations de la méthode sont explicitées sur des exemples.

## 1. INTRODUCTION.

La prévision des apports globaux est caractérisée par l'emploi de considérations de deux types différents : des considérations physiques visant surtout à l'établissement d'un bilan hydrologique reliant les grandeurs observées telles que précipitations et écoulements, et en particulier à l'estimation des réserves à un instant donné; et des considérations statistiques tenant compte d'une part, du caractère stochastique des diverses grandeurs considérées et tendant d'autre part' du fait de notre connaissance imparfaite du mécanisme de l'écoulement, à comprendre ces grandeurs dans des relations statistiques dont on exige uniquement qu'elles permettent une interprétation physique raisonnable.

Lors d'une prévision qui se base principalement sur l'estimation des réserves à un moment donné, on est très tenté par l'idée d'introduire une grandeur du bilan hydrologique (cf. Ferry [1]), dont la prévision dépende en premier lieu; c'est ainsi que lors d'une prévision des débits estivaux, par exemple, il semble naturel de déduire des précipitations d'hiver les écoulements et l'évaporation durant l'hiver pour obtenir une grandeur représentative des réserves accumulées sous forme de neige ou autre. Si pour une série d'années (période de référence) on procède à la corrélation entre les débits estivaux et la grandeur représentative des réserves accumulées pendant l'hiver précédent, calculée selon le procédé décrit plus haut, on pourra utiliser cette corrélation pour prévoir le débit estival inconnu en se basant sur les réserves de

l'hiver précédant. Or ce procédé, qui cherche à reproduire le plus fidèlement possible les mécanismes physiques de l'écoulement et de l'accumulation des réserves, se base sur des hypothèses dont la validité ne peut pas être immédiatement contrôlée. C'est ainsi que, par exemple, dans les bassins de montagne, les précipitations mesurées dans les stations sont multipliées par un facteur  $k$  résultant d'un bilan hydrologique comportant une hypothèse sur la valeur de l'évaporation. Comme élément du semestre d'hiver on choisira une expression de la forme  $kP_{10-3} - E_{10-3}$  où  $P_{10-3}$  resp.  $E_{10-3}$  représentent les précipitations resp. les écoulements mesurés d'octobre à mars pour une année et un bassin donnés. L'utilisation d'une valeur  $k$  résultant de considérations sur le bilan pendant une série d'années entières pour la détermination de la formation des réserves pendant la première moitié d'une année déterminée ainsi que l'hypothèse d'une constance de l'évaporation ne sont pas sans poser certains problèmes; d'autre part dans l'établissement des prévisions de débit, décrit plus haut, sur la base des réserves accumulées on n'évite pas complètement les considérations statistiques. D'un point de vue purement statistique il est préférable d'introduire au lieu de l'élément global  $kP - E$ , les deux variables  $P$  et  $E$  séparément dans une corrélation multiple (cf. Hoeck [2]). Ce faisant, on n'améliore pas seulement le coefficient de corrélation total, ce qui est toujours souhaitable pour la qualité de la prévision, mais encore on ouvre la voie à l'introduction de nouvelles variables comme la température ou les réserves dans les lacs naturels, qu'il est difficile d'introduire dans un bilan hydrologique. Dans certains bassins du Plateau Suisse où, par suite de l'absence de lacs naturels importants et de la formation d'une couverture de neige persistant pendant un temps assez long, on ne connaît que peu de chose de la formation et diminution des réserves, seuls les procédés statistiques permettent d'obtenir des prévisions de débits à peu près satisfaisants par corrélation multiple des débits avec diverses variables se rapportant aux événements précédant la période de prévision.

Des considérations essentiellement statistiques ont donc pris la place de considérations essentiellement physiques. Cela ne signifie naturellement pas qu'on va procéder à la corrélation des apports à prévoir avec des variables choisies au hasard. Au contraire, on se restreindra aux variables qui d'après les vues généralement admises pourraient jouer un rôle dans le mécanisme de l'écoulement ou de la formation des réserves. Egalement, on n'acceptera que les relations de régression qui peuvent s'interpréter physiquement. Le modèle qui apparaît dans les relations de régression possède donc un double caractère statistique et physique et n'implique, par exemple, aucune hypothèse immédiate sur l'évaporation. L'ignorance où nous nous trouvons du mécanisme précis de l'écoulement nous interdit de poser des exigences par trop incisives sur la valeur absolue des coefficients des relations de régression, pour autant qu'elles apparaissent « à peu près raisonnables ». Par contre on sera assez strict en ce qui concerne le signe des coefficients et on exigera que le signe de  $P_{10-3}$  soit positif, celui de  $E_{10-3}$  négatif dans l'exemple cité plus haut. A l'intérieur des possibilités permises par les restrictions physiques le choix des variables appropriées est, par contre, déterminé pour l'essentiel par des critères statistiques.

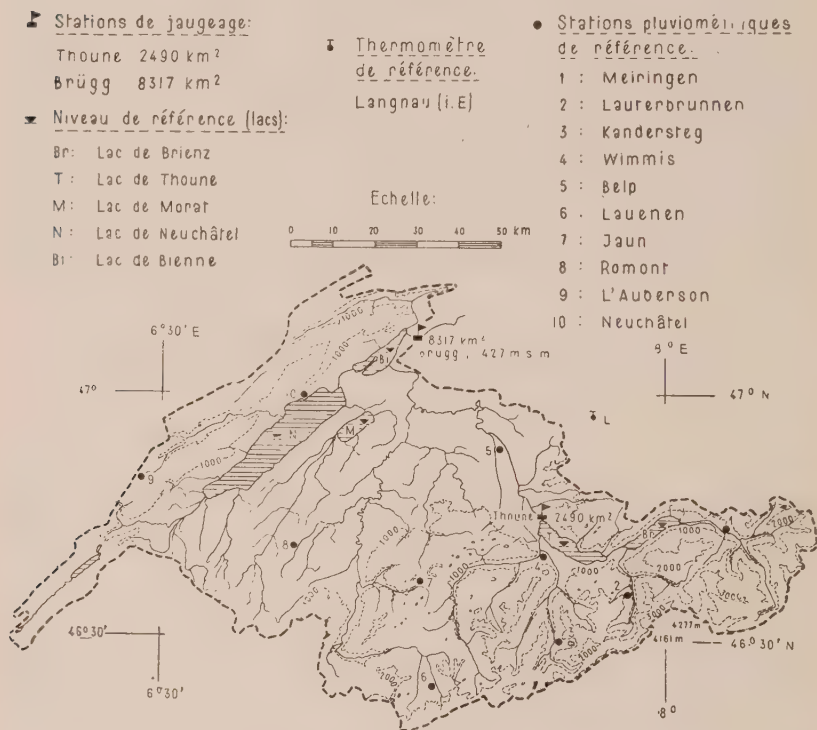
Enfin il convient d'ajouter quelques remarques sur les hypothèses qui assurent l'applicabilité du modèle statistique. Les tests ordinaires pour les variables à corréler, les coefficients de régression etc. supposent jusqu'à un certain point que les variables en question aient une répartition normale. Les valeurs des précipitations et des apports pendant un ou plusieurs mois correspondent à cette hypothèse pour des périodes de référence suffisamment longues (cf. Eggenberger [3]).

En ce qui concerne les prévisions, leur exactitude et leur validité, il semble que les interventions humaines modifiant brusquement, au cours de la période de référence, le régime d'une rivière — par exemple par la régulation des lacs naturels ou par l'exploitation de centrales hydrauliques à accumulation — puissent avoir

une importance notable. Il convient également de se demander si les événements météorologiques ne sont pas soumis à une tendance générale (« trend ») qui se marque, par exemple, par une augmentation continue des températures moyennes, une diminution continue des précipitations ou des phénomènes analogues. La détection de telles tendances, ainsi que l'examen de leur réalité, sont des aspects importants de l'analyse statistique, ainsi d'ailleurs que la reconstruction des conditions naturelles dans le cas de perturbations humaines.

L'étude qui suit montre comment les méthodes statistiques peuvent être utilisées pour juger de ces questions ou de questions analogues et comment on peut justifier objectivement par des arguments statistiques l'emploi ou le rejet de variables déterminées dans les régressions. Ce sont les données physiques par lesquelles on se laisse guider, mais le modèle qui décrit ces données est un modèle statistique.

## Bassin versant de l'Aar à Brügg



## 2. CHOIX DES VARIABLES A INTRODUIRE DANS LES CORRÉLATIONS POUR LA PRÉVISION DES DÉBITS DE L'AAR A BRÜGG.

Nous avons eu à étudier le bassin de l'Aar à Brügg (voir la figure) en vue de la prévision des débits du Rhin à Rheinfelden : du point de vue hydrologique ce bassin de 8317 km<sup>2</sup> avec une altitude moyenne de 1150 m s.m. est très inhomogène il se compose en effet d'une partie alpine en amont de Thoune de 2490 km<sup>2</sup> avec une



altitude moyenne de 1760 m s.m. (glaciation env. 11 %) et d'un reste de 5827 km<sup>2</sup> avec une altitude moyenne de 890 m s.m. comprenant les Préalpes le Jura et le Plateau. Le bassin versant de l'Aar à Thoune contient les lacs naturels de Brienz et de Thoune et actuellement les lacs artificiels d'Oberaar, du Grimsel, de Räterichsboden et de Gelmer; le bassin de l'Aar à Brügg contient encore les lacs naturels régularisés depuis 1939 de Neuchâtel, de Bienne et de Morat, les lacs d'accumulation d'Arnon, de Montsalvens, de Gruyère, de Joux. Alors que dans le bassin de l'Aar à Thoune, constitué en grande partie par les hautes Alpes, une couverture de neige importante se maintient jusqu'au début de l'été, dans le reste du bassin la couverture de neige est loin d'avoir la même importance et elle disparaît au cours du printemps. Par contre on peut s'attendre dans ce bassin à une influence marquée des lacs de Neuchâtel, de Bienne et de Morat — du moins dans la période précédant la régularisation — par accumulation de réserves provoquant un retard de l'écoulement.

Du fait de la construction progressive des barrages servant à constituer les lacs artificiels, il y a une perturbation systématique des écoulements au cours de la période de référence. Pour éliminer cette influence systématique on a cherché à reconstituer par une correction sommaire le régime tel qu'il était avant la constitution des bassins d'accumulation : aux écoulements effectifs on a ajouté l'accroissement du volume des retenues pendant la période considérée et obtenu ainsi les écoulement « naturels ». Dans la suite les prévisions portent toujours sur ces écoulements « naturels ».

Si l'on désire établir des prévisions des apports de ce bassin à partir du 1er juin jusqu'à fin juin, fin juillet, fin août et fin septembre, la première question à traiter est celle du choix des variables à utiliser. Une condition à remplir pour toute prévision sur une base statistique, c'est que l'on connaisse les valeurs des variables pendant une période de référence suffisamment longue qui comporte ici les 40 ans d'octobre 1915 à septembre 1955. Il semble naturel d'introduire pour l'Aar à Thoune les précipitations recueillies par un certain nombre de stations durant les mois d'octobre à mai, ces précipitations donnent en effet une bonne idée des réserves accumulées pendant l'hiver et libérées pendant la période de la prévision. Les précipitations de l'hiver dans le reste du bassin semblent également utilisables, du fait qu'elles tombent également en partie sous forme de neige et qu'elles contribuent à augmenter les réserves dans le sol et les lacs au 1er juin. Evidemment il faudra aussi considérer les volumes  $R_5$  des lacs au-dessus d'une cote de référence en date du 31 mai. Il serait naturellement possible d'introduire séparément dans la corrélation les variables (précipitations d'hiver et volume des lacs) relatives d'une part à l'Aar à Thoune et d'autre part au reste du bassin séparément dans le calcul de corrélation. Toutefois, étant donné l'évolution presque parallèle des niveaux des lacs et surtout des précipitations dans les deux bassins il ne faut pas s'attendre à une amélioration sensible des résultats par introduction séparée des variables relatives aux deux bassins partiels.  $P_{10-5}$  représentera donc la précipitation d'hiver — débit octobre à fin mai — de 10 stations réparties dans le bassin versant total de l'Aar à Brügg et  $R_5$  sera la somme des volumes des lacs de Thoune, de Brienz, de Neuchâtel, de Bienne et de Morat au-dessus d'une certaine cote de référence.

La diminution des réserves de neige qui sont particulièrement importantes dans le Bassin de l'Aar à Thoune, peut être exprimée par les apports  $A_{10-5}$  aux lacs de Brienz et de Thoune. Ces apports se calculent en ajoutant au débit global naturel de l'Aar en aval des deux lacs l'augmentation de volume de ces lacs durant la période considérée.

On aurait donc finalement les 3 variables indépendantes :

- $x_1$  = Volumes en millions de m<sup>3</sup> des lacs de Brienz, de Thoune, de Neuchâtel, de Bienne et de Morat à fin mai.
- $x_2$  = Somme des précipitations en mm recueillies par 10 stations dans le bassin versant de l'Aar à Brügg du début d'octobre à fin mai.

$x_3$  - Apport « naturel » aux lacs de Brienz et de Thoune pour la période du début d'octobre à fin mai (écoulement global à Thoune, corrigé), et les 4 variables dépendantes

$y_6, y_{6-7}, y_{6-8}, y_{6-9}$  - Ecoulement global « naturel » de l'Aar à Brügg pour les périodes : juin, juin-juillet, juin-août, juin-septembre.

Ces variables dont on connaît les valeurs pour la période de référence de 40 ans, 1915-1955, peuvent être reliées par les régressions :

$$1) \quad Y = \bar{y} + b_1(x_1 - \bar{x}_1) + b_2(x_2 - \bar{x}_2) + b_3(x_3 - \bar{x}_3) \\ = a + b_1x_1 + b_2x_2 + b_3x_3$$

où  $\bar{y}, \bar{x}_1, \bar{x}_2, \bar{x}_3$  sont les moyennes sur 40 ans, Y est l'estimation par régression du y correspondant.

On obtient les coefficients  $b_i$  par résolution des équations dites « normales »

$$2) \quad \begin{aligned} S_{11}b_1 + S_{12}b_2 + S_{13}b_3 &= S_{1y} \\ S_{12}b_1 + S_{22}b_2 + S_{23}b_3 &= S_{2y} \\ S_{13}b_1 + S_{23}b_2 + S_{33}b_3 &= S_{3y} \end{aligned}$$

où  $S_{ij}$  représente la somme des carrés des écarts de la variable  $x_i$  par rapport à sa moyenne sur 40 ans et de façon analogue  $S_{ij}$ , resp.  $S_{iy}$  la somme des produits des écarts des  $x_i$  par ceux des  $x_j$ , resp. des  $y$  par rapport aux moyennes correspondantes. Le schéma des coefficients des membres de gauche est le suivant :

$$3) \quad \begin{array}{ccc} & x_1 & x_2 & x_3 \\ x_1 & 713'104 & 5'206'969 & 742'476 \\ x_2 & 5'206'969 & 97'319'988 & 16'538'499 \\ x_3 & 742'476 & 16'538'499 & 3'596'366 \end{array}$$

et les seconds membres ont les valeurs :

$$4) \quad \begin{array}{cccc} & y_6 & y_{6-7} & y_{6-8} & y_{6-9} \\ x_1 & 774'850 & 1'257'449 & 1'600'650 & 1'683'062 \\ x_2 & 8'334'552 & 15'928'369 & 20'392'676 & 22'342'982 \\ x_3 & 1'036'445 & 1'996'088 & 2'436'270 & 2'910'337 \end{array}$$

Les moyennes étant :

$$5) \quad \begin{aligned} \bar{x}_1 &= 559.125, \bar{x}_2 = 7399.900, \bar{x}_3 = 1510.575, \\ \bar{y}_6 &= 920.925, \bar{y}_{6-7} = 1834.100, \bar{y}_{6-8} = 2609.975, \bar{y}_{6-9} = 3230.175 \end{aligned}$$

on obtient finalement les relations de régression :

$$6) \quad \begin{aligned} Y_6 &= 277 + 0.636 x_1 + 0.114 x_2 - 0.368 x_3 \\ Y_{6-7} &= 710 + 0.676 x_1 + 0.260 x_2 - 0.782 x_3 \\ Y_{6-8} &= 1225 + 0.790 x_1 + 0.365 x_2 - 1.167 x_3 \\ Y_{6-9} &= 1650 + 0.800 x_1 + 0.354 x_2 - 0.983 x_3 \end{aligned}$$

Ces relations permettent d'estimer au 1er juin le débit de l'Aar à Brügg durant les périodes de prévision juin, juin-juillet, juin-août, juin-septembre 1957 à l'aide de  $x_1, x_2$  et  $x_3$ , tels qu'ils ont été observés entre le 1er octobre et le 31 mai 1956.  $x_2$  est exprimé par la somme en mm des précipitations mesurées dans 10 stations. Si l'on exprime  $x_2$  également en millions de  $m^3$  il faut multiplier les coefficients de régression correspondants par le facteur  $1/0.832 = 1.202$ .

Les relations obtenues ne semblent pas déraisonnables si l'on considère la complexité du mécanisme d'écoulement effectif. C'est ainsi que si l'on considérait comme constants les précipitations  $x_2$  et les apports  $x_3$ , on serait amené à admettre que les 80 % de la réserve accumulée dans les lacs au 31 mai au-dessus du niveau moyen sur 40 ans se retrouveraient dans les écoulements pendant les mois de juin à

septembre. En général : plus les réserves dans les lacs et plus les précipitations d'hiver sont élevées, plus élevées seront également les écoulements pendant la période de la prévision et on s'attend aussi à ce que les coefficients  $b_1$  et surtout  $b_2$  augmentent avec la longueur de la période de la prévision. Il en est de même des apports de l'Aar à Thoune : à égalité des volumes des lacs du 31 mai et des précipitations d'hiver plus les apports d'hiver sont élevés par rapport à la moyenne, moins sera grand l'écoulement à Brügg; ici encore il faudra s'attendre à ce que, du fait de la fonte progressive des neiges et du retard apporté à l'écoulement par les lacs naturels, un déficit dans les réserves provoqué par une fonte prématurée se marque de plus en plus quand on allonge la période de la prévision.

Aussi les coefficients de la régression ont des signes physiquement exacts et également leur variation avec la durée de la prévision correspond à peu près à l'attente. Ces relations de régression apparaissent moins comme l'expression de bilans hydrologiques que comme celle de relations statistiques entre des grandeurs physiques. Les variables indépendantes, comme indicateur de la formation de réserves, permettent, du fait des retards apportés à l'écoulement de ces réserves, d'établir des prévisions à long terme.

### 3. TESTS STATISTIQUES LORS D'UNE REDUCTION SUBSEQUENTE DES VARIABLES.

La possibilité de prévision résulte du fait qu'il est possible d'« expliquer » une partie de la variabilité des écoulements  $y$  pendant la période de la prévision par la variabilité des variables indépendantes. La somme des carrés (SC) des écarts de la variable dépendante par rapport à la moyenne se monte à :

| 7)                              | $y_6$     | $y_{6-7}$ | $y_{6-8}$  | $y_{6-9}$  |
|---------------------------------|-----------|-----------|------------|------------|
| (SC)                            |           |           |            |            |
| au total                        | 1'453'359 | 5'072'714 | 10'151'889 | 14'433'714 |
| (avec 40 — 1 degrés de liberté) |           |           |            |            |

la part pouvant être expliquée par les relations de régression se calcule comme somme de produits  $\sum_{i=1}^3 b_i S_{iy}$  et se monte dans notre cas à :

| 8)                                     | 1'062'958 | 3'436'846 | 5'876'583 | 6'391'483 |
|--|-----------|-----------|-----------|-----------|
| (SC) due à la régression (3 variables) |           |           |           |           |

de sorte qu'il reste comme somme des carrés autour de la régression (40-3-1 = 36 degrés de liberté)

| 9)   | 390'401 | 1'635'868 | 4'275'309 | 8'042'231 |
|--|---------|-----------|-----------|-----------|
| (SC) autour de la régression (3 variables) |         |           |           |           |

Le quotient des sommes des carrés correspondantes dans 8) et 7) donne le coefficient de détermination  $B$  ( $\leq 1$ ) de la relation de régression

| 10) B | 0.731 | 0.678 | 0.579 | 0.442 |
|-------|-------|-------|-------|-------|
|-------|-------|-------|-------|-------|

et la racine carrée le coefficient de corrélation multiple  $R$

| 11) $R = \sqrt{B}$ | 0.855 | 0.823 | 0.761 | 0.661 |
|--------------------|-------|-------|-------|-------|
|--------------------|-------|-------|-------|-------|

L'application des tests statistiques (test F) s'appliquant à  $B$  resp. à  $R$  montre que les relations de régression sont fortement assurées. On remarque, en passant, que l'étroitesse de la relation diminue avec la longueur de la période de prévision comme on pouvait s'y attendre. (voir [4] pour les tests statistiques).

L'utilisation de la relation entre les  $y$  et les variables indépendantes  $x_1, x_2, x_3$  permet lors de l'estimation de la précision des prévisions  $Y$  d'utiliser au lieu de l'écart quadratique moyen de base  $s_y = \sqrt{S_{yy}/39}$  :

$$12) \quad s_{y_6} = 193.043, \quad s_{y_{6-7}} = 360.652, \quad s_{y_{6-8}} = 510.201, \quad s_{y_{6-9}} = 608.355$$

les écarts quadratiques liés sensiblement plus faibles  $s^*_{y_6} = \sqrt{(SC) \text{ autour régression}/36}$

$$13) \quad s^*_{y_6} = 104.137, \quad s^*_{y_{6-7}} = 213.168, \quad s^*_{y_{6-8}} = 344.614, \quad s^*_{y_{6-9}} = 472.647.$$

A titre uniquement informatif nous donnons encore les écarts quadratiques, moyens des variables indépendantes :

$$14) \quad s_{x_1} = 135.221, \quad s_{x_2} = 1579.679, \quad s_{x_3} = 303.668.$$

Or il est intéressant de se demander quelle part ont pris les diverses variables dans l'amélioration de la relation entre variables indépendantes et dépendantes, resp. dans quelle mesure elles sont nécessaires ou superflues lors de l'établissement de la relation. Si l'on considère, par exemple, la corrélation simple entre les écoulements globaux pendant la période de prévision et les volumes des lacs à fin mai ( $x_1$ ) :

|                             |       |           |           |           |
|-----------------------------|-------|-----------|-----------|-----------|
| 15) $r$ (entre $x$ et $y$ ) | $y_6$ | $y_{6-7}$ | $y_{6-8}$ | $y_{6-9}$ |
|                             | 0.761 | 0.661     | 0.595     | 0.525     |

on constate une diminution de l'influence des volumes des lacs à fin mai avec l'extension de la période, phénomène auquel on pouvait s'attendre à cause de l'augmentation de la variabilité des écoulements, même si les coefficients de régression simples calculables à l'aide de 3) et 4) et les coefficients de régression partiels donnés par 6) augmentent. Il est a priori assez certain que les volumes des lacs à fin mai ont une influence essentielle sur les écoulements du mois de juin. Pour se faire une idée jusqu'à quel point c'est encore le cas pour les écoulements des périodes juin-juillet, juin-août, juin-septembre, on procède de la façon suivante : on détermine la perte de précision de la prévision quand, dans la corrélation établie précédemment avec les trois variables, on ignore l'influence  $x_1$ . Ignorer l'influence de  $x_1$  signifie supprimer dans les équations 2) resp. les tableaux 3) et 4) les grandeurs où  $x_1$  intervient, à savoir dans notre cas la première ligne et la première colonne de 3) et la première ligne de 4). Les coefficients  $b'_2$  et  $b'_3$  d'une régression de la forme

$$Y = a' + b'_2 x_2 + b'_3 x_3$$

résultent de la solution de systèmes d'équations avec toujours les mêmes premiers membres. Les estimations, analogues à 6), des écoulements sont maintenant les suivantes :

$$16) \quad \begin{aligned} Y'_6 &= 410 + 0.168 x_2 - 0.483 x_3 \\ Y'_{6-7} &= 852 + 0.317 x_2 - 0.904 x_3 \\ Y'_{6-8} &= 1391 + 0.432 x_2 - 1.310 x_3 \\ Y'_{6-9} &= 1817 + 0.421 x_2 - 1.128 x_3 \end{aligned}$$

La part de la somme des carrés des écarts par rapport à la moyenne explicable par la variabilité des variables  $x_2$  et  $x_3$  se monte à  $b'_2 S_{2y} + b'_3 S_{3y}$  soit :

|               |         |           |           |           |
|---------------|---------|-----------|-----------|-----------|
| 17)           | $y_6$   | $y_{6-7}$ | $y_{6-8}$ | $y_{6-9}$ |
| (SC) due à    |         |           |           |           |
| la régression | 897'460 | 3'249'881 | 5'621'215 | 6'129'897 |

(2 variables) à comparer avec 8) qui se rapporte aux 3 variables  $x_1, x_2, x_3$ . En soustrayant ces valeurs de 7) on obtient la somme des carrés des écarts autour de la régression, soit :



|     | $y_6$   | $y_{6-7}$ | $y_{6-8}$ | $y_{6-9}$ |
|-----|---------|-----------|-----------|-----------|
| 18) | 555'899 | 1'822'833 | 4'530'674 | 8'303'817 |

(SC) autour de la régression  
avec 40-1-2 = 37 degrés de liberté.

L'utilisation de la variable  $x_1$  (volume des lacs) se marque donc par une diminution de la somme des carrés autour de la régression. Cette diminution est exprimé par la différence entre les valeurs 9) et 18)

|     |         |         |         |         |
|-----|---------|---------|---------|---------|
| 19) | 165'499 | 186'964 | 255'368 | 261'586 |
|-----|---------|---------|---------|---------|

Si l'on rapporte cette différence aux carrés moyens correspondants autour de la régression 6) : (égaux d'ailleurs au carré de 13))

|     |         |         |          |          |
|-----|---------|---------|----------|----------|
| 20) | 10844.5 | 45440.8 | 118758.5 | 223395.3 |
|-----|---------|---------|----------|----------|

qu'on obtient en divisant 9) par le nombre de degrés de liberté (= 36) on obtient la caractéristique statistique  $F_{1, 36}$

|     |             |       |      |      |      |
|-----|-------------|-------|------|------|------|
| 21) | $F_{1, 36}$ | 15.26 | 4.11 | 2.15 | 1.17 |
|-----|-------------|-------|------|------|------|

permettant de décider si les volumes des lacs, adjoints aux 2 autres variables sont adéquats à une estimation plus étroite des écoulements  $y$ . Cela revient à se demander si le coefficient  $b_1$  est significatif, c'est à dire s'il existe encore une corrélation assurée entre  $x_1$  et les débits quand on élimine l'influence des variables  $x_2$  et  $x_3$ . Les grandeurs 21) ont été calculées de telle sorte qu'elles soient normées, c'est à dire qu'il suffit de consulter une table pour savoir si elles sont significatives. Pour les nombres de degrés de liberté 1 et 36 une valeur de F égale ou supérieure à 4.11 est un effet du hasard dans le 5 % des cas, à 7.40 dans le 1 % des cas, à 13.1 dans le 1 %<sup>00</sup> des cas, autrement dit l'influence du volume des lacs sur les écoulements est fortement significative pour juin seul, juste encore faiblement significative pour juin et juillet et n'est pas assurée pour les deux autres prévisions.

On peut par des considérations du même type s'assurer que le coefficient  $b_2$  des précipitations d'hiver est significatif de façon forte à faible suivant la longueur de la prévision et que les coefficient  $b_3$  des apports (corrigés) à Thoun est encore significatif si l'on excepte la prévision juin-septembre.

Sans compromettre sensiblement la qualité de la prévision on pourra donc renoncer à utiliser les volumes des lacs pour les périodes juin-août et juin-septembre. Si l'on se restreint pour cette période effectivement aux deux variables  $x_2$  et  $x_3$ , alors le coefficient  $b'_3$  pour juin-septembre est encore légèrement assuré.

Il sera donc possible sur la base de critères statistiques de faire un choix entre d'autres variables que des considérations physiques semblent désigner comme adéquates. En fait les considérations statistiques et physiques vont de pair. C'est ainsi par exemple qu'il est possible de renforcer les tests mentionnés plus haut si a priori on ne considère que les relations dans lesquelles les coefficients ont les signes prédéterminés par des considérations sur le mécanisme de l'écoulement, positifs pour les précipitations et négatifs pour les apports hivernaux. Ce point de vue est confirmé par les relations de régression de la plupart des autres bassins étudiés, pour autant que les variables utilisées puissent servir de façon appropriée à une description approximative du processus d'écoulement.

#### 4. UTILISATION DE VARIABLES OBSERVÉES PENDANT LA PÉRIODE DE LA PRÉVISION.

Comme on l'a remarqué plus haut la possibilité de faire des prévisions à assez longue échéance réside dans le fait que l'écoulement des précipitations n'est pas immédiat, en particulier à cause de la formation des réserves de neige et de l'action des lacs, de sorte que les variations des précipitations dans une certaine période

précédant la prévision influent encore les débits de la période de prévision elle-même. Il est clair qu'on pourrait améliorer très sensiblement la prévision si l'on pouvait connaître à l'avance les précipitations pendant la période même de la prévision et introduire ces précipitations dans une régression au lieu de se restreindre à des précipitations antérieures. Les précipitations durant la période de la prévision sont à vrai dire inconnues pour l'année pour laquelle on fait la prévision, mais on les connaît pour les 40 ans de la période de référence; il est donc possible de trouver une relation de régression dans laquelle figurent, en plus des données relatives à une période antérieure, également les données météorologiques relatives à la période même de la prévision. Par un tel procédé on augmente dans certains cas très sensiblement la précision de la relation de régression. D'autre part on peut généralement admettre que les variables relatives à la période même de la prévision sont statistiquement pratiquement indépendantes des éléments relatifs aux périodes précédentes, ainsi on ne peut s'attendre à une corrélation élevée entre les précipitations juin-août et les précipitations octobre-mai qui précèdent. Il résulte de cela que les coefficients des variables relatives à la période précédant la prévision resteront à peu près inchangés dans l'équation de régression lorsqu'on introduit des variables supplémentaires adéquates relatives à la période même de la prévision. Par ailleurs la corrélation, considérée comme un tout, s'est améliorée, l'écart lié dont dépendent les tests sur la signification des coefficients a diminué et dans la même mesure les coefficients relatifs à la période précédant la prévision seront mieux assurés.

Comme les variables de la période précédant la prévision sont dans une large mesure indépendantes de celles relatives à la période même de la prévision, la part de somme des carrés explicable par toutes les variables introduites se décompose *additivement* en une part imputable aux variables relatives à la période de la prévision et une part imputable aux variables de la période précédant la prévision. Ce fait permet d'imaginer une méthode d'estimation des possibilités d'améliorer une prévision basée sur des données relatives à la période précédant la prévision par introduction de nouvelles données relatives à la même période. Les considérations précédentes montrent qu'il n'est pas possible d'améliorer indéfiniment la corrélation totale lorsqu'une partie de la variabilité des variables dépendantes s'explique par les données de la période même de la prévision et lorsque les variables supplémentaires qu'on pourrait introduire sont pratiquement indépendantes des données de la période de la prévision. Or ce dernier cas se présente le plus souvent et on ne se peut pas s'imaginer une donnée relative à une période antérieure qui influe par exemple sur les précipitations pendant la période de la prévision.

L'exemple suivant montre quel est pratiquement l'effet de l'introduction de variables se rapportant à la période de la prévision. Le bassin considéré est à nouveau celui de l'Aar à Brügg. Les variables indépendantes de la période précédant la prévision sont, comme plus haut,  $x_1$  = volume des lacs à fin mai,  $x_2$  = précipitations octobre-mai,  $x_3$  = apports (corrigés) de l'Aar à Thoun d'octobre à mai; les variables indépendantes supplémentaires relatives à la période de la prévision sont  $x_4$  = précipitations juin-août et  $x_5$  = température moyenne juin-août à Langnau i.E., la variable dépendante est  $y_{6-8}$  = écoulements juin-août de l'Aar à Brügg. Ces variables sont liées par les corrélations simples (période de référence de 40 ans) :

| 20)       | $x_1$ | $x_2$ | $x_3$ | $x_4$ | $x_5$  | $y_{6-8}$ |
|-----------|-------|-------|-------|-------|--------|-----------|
| $x_1$     | 1.000 | 0.625 | 0.464 | 0.098 | -0.215 | 0.595     |
| $x_2$     |       | 1.000 | 0.884 | 0.185 | -0.288 | 0.649     |
| $x_3$     |       |       | 1.000 | 0.157 | -0.283 | 0.403     |
| $x_4$     |       |       |       | 1.000 | -0.432 | 0.669     |
| $x_5$     |       |       |       |       | 1.000  | -0.473    |
| $y_{6-8}$ |       |       |       |       |        | 1.000     |

On observe que les variables  $x_1, x_2, x_3$  (période précédant la prévision) présentent entre elles une corrélation assez élevée et également les variables  $x_4, x_5$  du second groupe (période de la prévision), mais que la corrélation entre les variables du 1er groupe et celles du second groupe est relativement faible et éventuellement due au hasard,  $y_{6-8}$  dépend (en ignorant les autres variables) le plus fortement des précipitations  $x_2$  et  $x_4$ .

Il est intéressant d'avoir une vue d'ensemble des relations de régression quand on utilise différents groupes de variables indépendantes :

| 21)  | B     | R     | s*    |
|--|-------|-------|-------|
| $Y_1 = a_1 + 0.790x_1 + 0.365x_2 - 1.167x_3$                       | 0.579 | 0.761 | 344.6 |
| $Y_2 = a_2 + 0.432x_2 - 1.310x_3$                                  | 0.554 | 0.744 | 349.9 |
| $Y_3 = a_3 + 0.353x_4 - 1.389x_5$                                  | 0.489 | 0.699 | 374.5 |
| $Y_4 = a_4 + 0.826x_2 + 0.321x_3 - 1.160x_5 + 0.326x_4 - 0.661x_5$ | 0.899 | 0.948 | 173.4 |
| $Y_5 = a_5 + 0.391x_2 - 1.313x_3 + 0.319x_4 - 0.756x_5$            | 0.872 | 0.934 | 192.7 |

Tant qu'on n'utilise que les trois variables  $x_1, x_2, x_3$ , le coefficient  $\bar{b}_1$  de  $Y_1$  n'est pas significatif; si on introduit en plus  $x_4$  et  $x_5$ , alors l'influence de  $x_1$  est assurée. Cela signifie que la différence des coefficients de détermination B entre  $Y_1$  et  $Y_2$  imputable à la variable  $x_1$  n'est pas significative tandis que celle qui correspond à  $Y_4$  et  $Y_5$  l'est. L'influence de  $x_5$  (température moyenne juin-août) n'est nulle part significative. On remarquera que les coefficients de régression, pour autant qu'ils soient assurés ne varient que relativement peu d'une relation de régression à l'autre; en particulier l'introduction des nouvelles variables  $x_4$  et  $x_5$  ne provoque qu'une faible modification des coefficients de  $x_1, x_2, x_3$ . La confiance qu'on a dans la régression calculée avec les 3 variables  $x_1, x_2, x_3$  se trouve donc augmentée.

On tire également de 21) que le coefficient de détermination se monte pour les 3 premières variables à 0.579, pour les deux dernières variables à 0.489 et pour les 5 variables ensemble à 0.899. S'il y avait indépendance complète des deux groupes de variables, le coefficient de détermination pour les 5 variables serait égal à la somme des coefficients de détermination pour les deux groupes de variables. Ce n'est pas le cas ici du fait que le calcul donne dans le tableau des corrélations une légère dépendance des deux groupes de variables. En tout cas on reconnaît que si l'on voulait compléter le groupe des variables relatifs à la période antérieure à la prévision par de nouvelles variables, indépendantes des précipitations juin-août ( $x_4$ ), il ne serait pas possible de dépasser beaucoup la valeur atteinte de 0.58 pour la détermination.

La colonne désignée par  $s^*$  donne l'écart-type lié de  $y_{6-8}$ . L'introduction des variables  $x_4$  et  $x_5$  en plus de  $x_1, x_2, x_3$  permet ici de réduire  $s$  de moitié.

## 5. HOMOGENEITE DE LA PERIODE DE REFERENCE.

Il a été signalé au chapitre 2 que les lacs de Neuchâtel, de Bienne et de Morat sont régularisés depuis 1939. Il y a intérêt à examiner jusqu'à quel point les prévisions en sont affectées. Dans ce but la période de référence de 40 ans (1915-1955) a été divisée en deux moitiés de 20 ans; à vrai dire il eût été plus judicieux de considérer les deux périodes inégales 1915-1938 et 1939-1955, mais comme autrefois nous avions utilisé une période de référence de 20 ans et que le calcul est un peu plus facile avec de périodes des même longueur, nous avons fait le choix mentionné plus haut.

Naturellement la régulation ne saurait avoir d'influence sur les précipitations et sur les débits de l'Aar à Thoune, comme le montre le tableau ci-dessous; par contre on observe pour les autres variables — c'est-à-dire le volume des lacs ( $x_1$ )

et les écoulements de l'Aar à Brügg — pendant la seconde moitié une diminution marquée de l'écart-type par rapport à la première moitié de la période de référence :

|                |       |          |       |          |           |           |           |
|----------------|-------|----------|-------|----------|-----------|-----------|-----------|
| 22)            | $x_1$ | $x_2$    | $x_3$ | $y_{16}$ | $y_{6-7}$ | $y_{6-8}$ | $y_{6-9}$ |
| 1ère période : | 26884 | 2'458707 | 89952 | 46372    | 151613    | 277523    | 398837    |
| 2ème »         | 9392  | 2'662677 | 99016 | 29684    | 114636    | 250846    | 356469    |

Parmi les quotients F de ces écarts-types au carré

|     |      |      |      |      |      |      |      |
|-----|------|------|------|------|------|------|------|
| 23) | 2.86 | 1.08 | 1.10 | 1.56 | 1.32 | 1.11 | 1.12 |
|-----|------|------|------|------|------|------|------|

seul le premier est légèrement significatif du fait que, par le seul effet du hasard, F avec 19 et 19 degrés de liberté a une probabilité légèrement inférieure à 0.05 de dépasser 2.86.

24) Les moyennes des variables pour les deux demi-périodes sont :

|                |        |         |         |        |         |         |         |
|----------------|--------|---------|---------|--------|---------|---------|---------|
| 1ère période : | 583.55 | 7418.40 | 1498.35 | 935.15 | 1852.80 | 2663.10 | 3275.70 |
| 2ème »         | 534.70 | 7381.40 | 1522.80 | 906.70 | 1815.40 | 2556.85 | 3184.65 |

et la différence d est :

|         |       |       |        |       |       |        |       |
|---------|-------|-------|--------|-------|-------|--------|-------|
| 25) d : | 48.85 | 37.00 | —24.45 | 28.45 | 37.40 | 106.25 | 91.05 |
|---------|-------|-------|--------|-------|-------|--------|-------|

alors que l'erreur quadratique moyenne correspondante  $s_d$  (38 degrés de liberté) se monte à :

|             |       |        |       |       |        |        |        |
|-------------|-------|--------|-------|-------|--------|--------|--------|
| 26) $s_d$ : | 42.59 | 506.03 | 97.23 | 54.48 | 115.38 | 162.54 | 194.33 |
|-------------|-------|--------|-------|-------|--------|--------|--------|

Bien que les différences des  $x_1$  et des variables  $y$  affectées par  $x_1$  soient toutes dans le même sens — comme dans le cas des écarts-types — elles ne sont pas significatives comme le montre le test sur  $t$ .

L'influence de la régulation se marque très nettement sur les valeurs des corrélations simples entre les diverses variables dépendantes et indépendantes :

|       |  |       |       |       |           |           |           |
|-------|--|-------|-------|-------|-----------|-----------|-----------|
| 27)   | 1ère moitié de la période de référence |       |       |       |           |           |           |
|       | $x_1$                                  | $x_2$ | $x_3$ | $y_6$ | $y_{6-7}$ | $y_{6-8}$ | $y_{6-9}$ |
| $x_1$ | 1.000                                  | 0.766 | 0.652 | 0.834 | 0.799     | 0.765     | 0.688     |
| $x_2$ |  | 1.000 | 0.911 | 0.869 | 0.835     | 0.759     | 0.705     |
| $x_3$ |  |       | 1.000 | 0.671 | 0.632     | 0.583     | 0.572     |

|       |  |       |       |       |           |           |           |
|-------|--|-------|-------|-------|-----------|-----------|-----------|
| 28)   | 2ème moitié de la période de référence |       |       |       |           |           |           |
|       | $x_1$                                  | $x_2$ | $x_3$ | $y_6$ | $y_{6-7}$ | $y_{6-8}$ | $y_{6-9}$ |
| $x_1$ | 1.000                                  | 0.482 | 0.250 | 0.634 | 0.437     | 0.318     | 0.259     |
| $x_2$ |  | 1.000 | 0.862 | 0.514 | 0.596     | 0.543     | 0.489     |
| $x_3$ |  |       | 1.000 | 0.214 | 0.300     | 0.238     | 0.245     |

On observe partout dans la deuxième moitié de la période de référence des coefficients de corrélation inférieurs à ceux de la première période entre les écoulements de la période de la prévision et les précipitations, resp. les apports à Thoune. La régulation des lacs se présente donc comme une intervention qui atténue la dépendance entre les écoulements d'été et les précipitations et apports de la période précédentes.

Il y a intérêt à calculer pour les deux moitiés de la période de référence les corrélations qu'on aurait obtenu dans l'hypothèse que les niveaux des lacs au 31 mai aient été maintenus constants, resp. que leur influence ait été éliminée. En d'autres termes on calcule pour chacune des variables  $x_2, x_3, y_6, y_{6-7}, y_{6-8}, y_{6-9}$  une corrélation simple avec la variable indépendante  $x_1$  et on détermine les écart par rapport aux droites de régression correspondantes. En procédant à la corrélation entre ces



écarts on obtient un tableau des corrélations partielles qu'on aurait pu également calculer à l'aide de la formule.

$$r_{ij.1} = \frac{r_{ij} - r_{i1} r_{j1}}{\sqrt{(1 - r_{i1}^2)(1 - r_{j1}^2)}}$$

|       |  |       |       |           |           |           |
|-------|--|-------|-------|-----------|-----------|-----------|
| 29)   | 1ère moitié de la période de référence |       |       |           |           |           |
|       | $x_2$                                  | $x_3$ | $y_6$ | $y_{6-7}$ | $y_{6-8}$ | $y_{6-9}$ |
| $x_2$ | 1.000                                  | 0.843 | 0.650 | 0.578     | 0.419     | 0.381     |
| $x_3$ |  | 1.000 | 0.302 | 0.243     | 0.172     | 0.224     |

|       |  |       |       |           |           |           |
|-------|--|-------|-------|-----------|-----------|-----------|
| 30)   | 2ème moitié de la période de référence |       |       |           |           |           |
|       | $x_2$                                  | $x_3$ | $y_6$ | $y_{6-7}$ | $y_{6-8}$ | $y_{6-9}$ |
| $x_2$ | 1.000                                  | 0.874 | 0.308 | 0.489     | 0.470     | 0.430     |
| $x_3$ |  | 1.000 | 0.074 | 0.219     | 0.173     | 0.193     |

Alors que les corrélations de la 1ère moitié de la période de référence se trouvent assez fortement réduites du fait de l'élimination de l'influence du  $x_1$ , la réduction correspondante pour la deuxième moitié est beaucoup plus faible. Cela provient du fait que, tout considéré, l'influence des volumes des lacs est, dans la deuxième moitié de la période de référence, moins marquée que dans la première. Il est remarquable que, au contraire de ce qu'on observait pour les corrélations simples, les corrélations partielles sont du même ordre de grandeur, c'est-à-dire que, quand on élimine l'influence des lacs, la dépendance entre les écoulements d'été à Brügg d'une part et d'autre part les précipitations et apports à Brugg pendant la période précédant la prévision est assez semblable pour les deux moitiés de la période de référence. Il y a à vrai dire exception pour le mois de juin seul, où l'influence du volume du lac se fait le plus fortement sentir sur les écoulements et où cette influence ne semble pas être facile à éliminer par un calcul analogue à celui qui a été effectué. Il faut remarquer toutefois que l'influence des lacs sur les écoulements diminue dans tous les cas quand la durée de la prévision augmente et qu'on doit donc s'attendre à un certain rapprochement des résultats pour les deux moitiés de la période de référence. Tout considéré, on constate que c'est essentiellement la régulation des lacs qui est responsable du comportement différent des écoulements pendant les deux moitiés de la période de référence.

On arrive à des résultats analogues si l'on examine les relations de régression :

31) 1ère moitié de la période de référence

$$\begin{aligned} Y_6 &= 146 + 0.447 x_1 + 0.161 x_2 - 0.445 x_3 \\ Y_{6-7} &= 506 + 0.741 x_1 + 0.299 x_2 - 0.869 x_3 \\ Y_{6-8} &= 977 + 1.239 x_1 + 0.319 x_2 - 0.938 x_3 \\ Y_{6-9} &= 1324 + 1.245 x_1 + 0.304 x_2 - 0.686 x_3 \end{aligned}$$

32) 2ème moitié de la période de référence

$$\begin{aligned} Y_6 &= 405 + 0.642 x_1 + 0.096 x_2 - 0.361 x_3 \\ Y_{6-7} &= 1143 + 0.064 x_1 + 0.269 x_2 - 0.883 x_3 \\ Y_{6-8} &= 2024 - 0.721 x_1 + 0.449 x_2 - 1.572 x_3 \\ Y_{6-9} &= 2571 - 0.841 x_1 + 0.447 x_2 - 1.469 x_3 \end{aligned}$$

Les coefficients de régression de la première période correspondent à peu près à ce qu'on attendait même si tous les coefficients ne sont pas assurés statistiquement :  $b_1$  n'est assuré que pour juin seul,  $b_2$  pour juin, juin-juillet, juin-août,  $b_3$  pour juin et juin-juillet. Les coefficients de régression pour la 2ème moitié de la période de référence révèlent cependant un tout autre caractère. Il semblerait que la régulation

ait eu en moyenne pour effet à égalité des précipitations et apports d'hiver, d'augmenter à longue échéance le débit d'été quand le niveau des lacs régularisés était bas et vice-versa. D'un point de vue purement statistique les coefficients négatifs de  $x_1$  n'ont aucune importance du fait qu'ils ne sont pas significatifs et qu'on peut admettre qu'ils sont uniquement un effet du hasard. Des autres coefficients de régression partiels pour la 2ème moitié de la période de référence,  $b_2$  est pour tous les délais fortement à faiblement assuré et  $b_3$  faiblement assuré pendant les périodes juin-juillet et juin-août. Si l'on excepte les volumes des lacs la concordance numérique entre les coefficients de corrélation pour les deux moitiés de la période de référence apparaît satisfaisante, surtout là où ces coefficients sont statistiquement assurés alors que là où les tests statistiques ne permettent pas de conclure à une dépendance, le hasard peut perturber plus ou moins les résultats.

Si l'on procède comme dans 7)-9) à une répartition de la somme des carrés des écarts de la variable dépendante par rapport à la moyenne on trouve pour la première moitié de la période de référence :

|     |                 |        |           |           |           |
|-----|-----------------|--------|-----------|-----------|-----------|
| 33) |                 | $y_6$  | $y_{6-7}$ | $y_{6-8}$ | $y_{6-9}$ |
|     | total (19 d.l.) | 881074 | 2'880674  | 5'272930  | 7'577896  |

De ce total le montant suivant est expliqué par la variabilité de  $x_1, x_2, x_3$

|                                       |        |          |          |           |
|---------------------------------------|--------|----------|----------|-----------|
| 34) (SC) due à la régression (3 d.l.) | 782487 | 2'387553 | 3'717313 | 4'302'008 |
|---------------------------------------|--------|----------|----------|-----------|

et il reste

|  |       |        |          |          |
|--|-------|--------|----------|----------|
| 35) (SC) autour de la régression (16 d.l.) | 98587 | 493094 | 1'555617 | 3'275888 |
|--|-------|--------|----------|----------|

Le coefficient de détermination comme quotient du 34) par 33) donne 36)

|         |       |       |       |       |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| 36) B : | 0.888 | 0.829 | 0.705 | 0.568 |
|---------|-------|-------|-------|-------|

et le coefficient de corrélation multiple  $R = \sqrt{B}$

|         |       |       |       |       |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| 37) R : | 0.942 | 0.910 | 0.840 | 0.754 |
|---------|-------|-------|-------|-------|

L'écart-type des variables dépendantes passe de :

|                  |         |         |         |         |
|------------------|---------|---------|---------|---------|
| 38) $s(19 d.l.)$ | 215.343 | 388.134 | 526.807 | 631.538 |
|------------------|---------|---------|---------|---------|

à

|                    |        |         |         |         |
|--------------------|--------|---------|---------|---------|
| 39) $s^*(16 d.l.)$ | 78.496 | 175.552 | 311.811 | 452.485 |
|--------------------|--------|---------|---------|---------|

De façon analogue on a réparti la somme des carrés des écarts pour la deuxième moitié de la période de référence :

|                     |        |          |          |          |
|---------------------|--------|----------|----------|----------|
| 40) Total (19 d.l.) | 564004 | 2'178079 | 4'766069 | 6'772917 |
|---------------------|--------|----------|----------|----------|

De ce total le montant suivant est expliqué par la variabilité de  $x_1, x_2, x_3$

|                                       |        |          |          |          |
|---------------------------------------|--------|----------|----------|----------|
| 41) (SC) due à la régression (3 d.l.) | 313215 | 1'161540 | 2'455438 | 2'520189 |
|---------------------------------------|--------|----------|----------|----------|

il reste donc

|  |        |          |          |          |
|--|--------|----------|----------|----------|
| 42) (SC) autour de la régression (16 d.l.) | 250789 | 1'016539 | 2'310631 | 4'252728 |
|--|--------|----------|----------|----------|

Le coefficient de détermination pour la deuxième moitié de la période de référence se monte à :

|         |       |       |       |       |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| 43) B : | 0.555 | 0.533 | 0.515 | 0.372 |
|---------|-------|-------|-------|-------|

et le coefficient de corrélation multiple R :

|         |       |       |       |       |
|---------|-------|-------|-------|-------|
| 44) R : | 0.745 | 0.730 | 0.718 | 0.610 |
|---------|-------|-------|-------|-------|

L'écart-type de base des variables dépendantes est ici

|         | $y_6$   | $y_6-7$ | $y_6-8$ | $y_6-9$ |
|---------|---------|---------|---------|---------|
| 45) $s$ | 172.292 | 338.581 | 500.847 | 597.053 |

et l'écart-type lié

|           |         |         |         |         |
|-----------|---------|---------|---------|---------|
| 46) $s^*$ | 125.197 | 252.059 | 380.019 | 515.554 |
|-----------|---------|---------|---------|---------|

On a un comportement opposé des écarts dans les deux moitiés de la période de référence. L'écart-type de base des écoulements est plus élevé dans la première moitié que dans la seconde; malgré cela après application de la régression avec les 3 variables  $x_1, x_2, x_3$  il reste dans la première moitié un écart-type lié plus faible que dans la deuxième moitié. Ce fait est à signaler bien que les différences entre les écarts-types ne soient significatives que pour  $y_6$  et encore faiblement.

La différence entre les deux moitiés de la période de référence apparaît le plus clairement quand on considère le coefficient de détermination B, resp. le coefficient de corrélation multiple R.

Dans la première moitié de la période de référence les écoulements présentent une plus grande variabilité, mais les variations sont pour une bien plus grande part explicables par les variations de  $x_1, x_2, x_3$  que dans la seconde moitié.

Enfin on pourrait encore se demander si les coefficients partiels de la régression  $b_1, b_2, b_3$  sont concordants pour l'essentiel, c'est-à-dire si les différences observées sont l'effet du hasard. Le procédé prévu par un critère statistique consiste à remplacer les plans de corrélation pour chacune des deux moitiés de la période de référence par une paire de plans parallèles qui ne se distinguent entre eux que par le fait qu'ils passent par différents points, à savoir par les points représentant les moyennes  $\bar{x}_1, \bar{x}_2, \bar{x}_3, \bar{y}$  pour chacune des deux moitiés de la période de référence.

Les coefficients de régressions communs donnant les directions de la paire de plans parallèles résultent de la résolution d'un système d'équations du type 2). En représentant par  $S'_{ii}, S'_{ij}, S'_{iy}$ , la somme des carrés et des produits des écarts des valeurs des variables par rapport à leur moyenne pendant la première moitié de la période de référence,  $S''_{ii}, S''_{ij}, S''_{iy}$  les valeurs correspondantes pour la seconde moitié de la période de référence, les coefficients du système d'équations du type 2) qui déterminent les coefficients de régression s'écrivent :

$$47) S'''_{ii} = S'_{ii} + S''_{ii}, S'_{ij} + S''_{ij}, S'_{iy} + S''_{iy}$$

On détermine de façon analogue  $S'''_{yy}$  pour la somme des carrés des écarts du  $y$  (à l'intérieur des 2 moitiés de la période de référence).

Le test de parallélisme consiste à comparer la somme des carrés des écarts par rapport aux plans de régressions individuels à la somme des carrés des écarts correspondants par rapport aux plans parallèles à la direction commune. S'il n'y a pas de différence importante, cela signifie qu'on peut pratiquement remplacer les deux plans avec une direction individuelle par deux plans avec la même orientation.

Les carrés des écarts pris par rapport aux plans de régression correspondant aux deux moitiés de la période avec chaque fois 16 degrés de liberté ont été déterminés dans 35) resp. 42) et leur somme se monte à

|  | $y_6$  | $y_6-7$  | $y_6-8$  | $y_6-9$   |
|--|--------|----------|----------|-----------|
| 48) Somme des carrés des écarts autour des régressions à l'intérieur des deux moitiés (32 degrés de liberté) | 349375 | 1'509632 | 3'866247 | 77'528616 |

Pour  $S'''_{yy}$  on a comme somme de 33) et 40)

|  | $y_6$    | $y_{6-7}$ | $y_{6-8}$ | $y_{6-9}$ |
|--|----------|-----------|-----------|-----------|
| 49) Somme des carrés des écarts à l'intérieur des deux moitiés de la période de référence (38 degrés de liberté) | 1'445078 | 5'058726  | 10'038998 | 14'350813 |

Pour déterminer la somme des carrés autour de la régression en utilisant la paire de plans avec orientation commune, il faut déduire la somme des carrés due à la régression qui se monte à  $b'''_1 S'''_{1y} + b'''_2 S'''_{2y} + b'''_3 S'''_{3y}$ . Pour  $b'''_1, b'''_2, b'''_3$  on obtient

|              | $y_6$  | $y_{6-7}$ | $y_{6-8}$ | $y_{6-9}$ |
|--------------|--------|-----------|-----------|-----------|
| 50) $b'''_1$ | 0.653  | 0.702     | 0.763     | 0.784     |
| $b'''_2$     | 0.113  | 0.260     | 0.366     | 0.354     |
| $b'''_3$     | -0.372 | -0.787    | -1.161    | -0.980    |

et pour la somme des carrés due à la régression avec deux plans de régression parallèles (3 degrés de liberté) :

|   | $y_6$    | $y_{6-7}$ | $y_{6-8}$ | $y_{6-9}$ |
|---|----------|-----------|-----------|-----------|
| 51) Somme des carrées due à la régression | 1'057523 | 3'429146  | 5'770614  | 6'310907  |

Si l'on soustrait 51) de 49) on trouve la somme des carrés des écarts autour des deux plans de régression parallèles, ici le nombre des degrés de liberté est  $38 - 3 = 35$ .

|  | $y_6$  | $y_{6-7}$ | $y_{6-8}$ | $y_{6-9}$ |
|--|--------|-----------|-----------|-----------|
| 52) Somme des carrés autour des plans de régression parallèles | 387555 | 1'629580  | 4'268384  | 8'039905  |

La différence entre cette somme des carrés et celle qu'on obtient en utilisant des plans de régression avec directions individuelles pour les deux moitiés de la période de référence (48) révèle une différence éventuelle simultanée entre  $b'_1$  et  $b''_1$ ,  $b'_2$  et  $b''_2$ ,  $b'_3$  et  $b''_3$  et comporte, comme on s'y attend, 3 degrés de liberté. En déduisant (48) de (52) on trouve :

|  | $y_6$ | $y_{6-7}$ | $y_{6-8}$ | $y_{6-9}$ |
|--|-------|-----------|-----------|-----------|
| 53) Somme des carrés due au non-parallélisme | 38180 | 119948    | 402137    | 511289    |

Pour déterminer si ces différences peuvent être imputées au hasard on compare les écarts supplémentaires dus à une parallélisme imposé (3 degrés de liberté) aux écarts par rapport aux plans de régression individuels (32 degrés de liberté), c'est-à-dire qu'on compare les carrés moyens qu'on obtient en divisant 53) par 3 et 48) par 32.

On obtient :

|  | $y_6$ | $y_{6-7}$ | $y_{6-8}$ | $y_{6-9}$ |
|--|-------|-----------|-----------|-----------|
| 54) carré moyen par imposition du parallélisme       | 12727 | 39983     | 134046    | 170430    |
| 55) carré moyen autour des régressions individuelles | 10918 | 47176     | 120820    | 235269    |

Enfin le quotient  $F_{3;32}$  de ces deux carrés moyens est un indice statistique dépendant uniquement des nombres de degré de liberté et qui permet par simple consultation des tables de déterminer avec quelle probabilité elles sont attendues par le simple effet du hasard. On trouve ici :

|     |            |       |       |       |       |
|-----|------------|-------|-------|-------|-------|
| 56) | $F_{3;32}$ | 1.166 | 0.848 | 1.109 | 0.724 |
|-----|------------|-------|-------|-------|-------|

Comme aucune de ces valeurs n'est statistiquement assurée on pourrait en principe remplacer les deux plans de régression obtenus pour chacune des deux moitiés



de la période de référence par une paire de plans parallèles qui ne diffèrent que par leur position. On ne saurait toutefois souscrire à cette interprétation sans quelque réserve. En effet, précisément pour le premier mois de la prévision (juin), la différence entre les écarts-types de  $y$  pour les deux moitiés de la période de référence est assez sensible (voir 23)) et cela est aussi valable pour la différence des écarts autour des plans de régression individuels, c'est-à-dire entre 35) et 42) (la différence est ici dans l'autre sens). Il n'est probablement pas tout-à-fait licite de combiner des écarts dont l'homogénéité est douteuse et l'effet sur la validité du test est difficile à déterminer.

Si l'on compare les coefficients de régression de 31) et 32) on constate les différences les plus sensibles entre les deux moitiés de la période de référence sur les coefficients des volumes des lacs à fin mai. Pour la période de prévision de juin seul ( $Y_6$ ) la différence des deux coefficients  $b_1$  n'est pas évidente; toutefois il faut compter avec la possibilité, d'après les remarques précédentes, que cette différence soit réelle. Pour les autres périodes de prévision il semble y avoir, au premier coup d'oeil, des différences sensibles entre les valeurs correspondantes des  $b_1$ , mais comme les  $b_1$  ne sont significatifs pour aucune des deux moitiés pour les prévisions juin-juillet, juin-août et juin-septembre, ces différences peuvent être considérées comme fortuites et ne sauraient pas jouer un rôle essentiel.

La détermination de l'orientation de la paire de plans parallèles, exprimée par les coefficients 50) s'est faite en prenant une sorte de moyenne des orientations des plans de régression individuels pour les deux moitiés de la période de référence. Ce faisant le point  $(x_1, x_2, x_3, \bar{y})$  est fixe pour chacun des plans, c'est-à-dire que le calcul des sommes des carrés des écarts, nécessaire à la détermination des coefficients de régression, s'est effectué pour chacune des demi-périodes de référence par rapport à la moyenne de la demi-période correspondante. La différence entre les moyennes des variables d'une demi-période à l'autre s'exprimant par la position relative des deux plans de régression parallèles n'a pas été considérée. On peut après coup tenir compte de cette différence des moyennes en calculant la régression, non pas séparément pour les deux demi-périodes, mais au contraire pour la période entière de 40 ans sans faire de distinction. Les régressions qu'on obtient sont alors précisément celles que nous avons calculées plus haut sous 6). Comme il résulte des valeurs 24)-26) la différence entre les moyennes des variables pour les deux demi-périodes est relativement faible et une comparaison entre les coefficients 50) et 6) donne une concordance satisfaisante.

Si l'on admet qu'il soit permis de calculer avec les coefficients de régression 50) pour l'orientation commune des plans de régression on ouvre la voie à une correction des débits moyens dans les deux demi-périodes en les rapportant aux mêmes valeurs moyennes  $\bar{x}_1, \bar{x}_2, \bar{x}_3$ . Au lieu des différences primitives des moyennes des écoulements, telles qu'elles sont données sous 25), on a maintenant la distance en direction de l'axe des  $y$  des deux plans parallèles de régression pour les deux demi-périodes de références. On remarque en passant qu'une telle comparaison n'impliquant pas le choix de valeurs particulières pour  $x_1, x_2, x_3$  n'a de sens que si les plans de régression peuvent être admis comme parallèles, ce qui résulte ici du test sous 56). La distance des plans se calcule comme différence des constantes  $a$  des relations de régression du type 1). Cette différence est (1ère moitié — 2ème moitié):

|     |        |           |           |           |
|-----|--------|-----------|-----------|-----------|
| 57) | $y_6$  | $y_{6-7}$ | $y_{6-8}$ | $y_{6-9}$ |
|     | —16.76 | —25.78    | 27.05     | 15.68     |

Bien que pour pouvoir juger de ces différences il faille les comparer à des écarts-types inférieures à 26), elles sont cependant sans importance. La seule chose à retenir est peut-être, si l'on se décide à considérer comme licite cette comparaison,

le fait que les écoulements moyens ramenés à une base de comparaison commune ne soient pas plus élevés dans la première demi-période que dans la seconde, comme c'était le cas pour 25); ce fait est peut-être dû à l'influence de la régulation des lacs.

Enfin on peut se poser la question de savoir dans quelle mesure il est licite de baser l'établissement de prévisions d'écoulements sur des périodes de référence qui présentent une certaine inhomogénéité. Les développements effectués plus haut montrent que, du moins pour le cas de l'Aar à Brügg, l'emploi d'une période de 40 ans ne conduit pas à des estimations aussi nettement différentes qu'on aurait pu le croire de ce qu'on aurait obtenu avec la deuxième moitié de la période de référence. En effet, les valeurs moyennes des niveaux des lacs et des écoulements ne varient guère et d'autre part on n'a pas pu déceler de différence significative entre les relations de régressions considérées comme un tout (test de parallélisme), même pour la prévision des écoulements de juin qui devraient être particulièrement sensibles à une modification du régime des lacs. En ce qui concerne donc l'établissement des valeurs les plus probables de la prévision, il semble bien que l'on puisse passer sur l'influence de la régularisation des lacs. Il n'en est pas de même des écarts-types liés, c'est-à-dire les moyennes quadratiques des écarts par rapport aux plans de régression — qui importent ici — sont nettement plus élevés pour la seconde demi-période de référence que pour la première. En se basant sur une valeur moyenne entre les deux périodes de l'écart-type lié on risque de sous-estimer la variabilité des débits à prévoir par rapport au plan de régression et de se baser sur une sécurité illusoire.

Si nous avons renoncé à baser nos prévisions de l'Aar à Brügg sur la période de référence de 20 ans — ou mieux encore de 17 ans (1938-1955) — c'est que, d'une part nous ne voulions pas traiter le bassin partiel de l'Aar à Brügg autrement que les autres bassins partiels pour lesquels nous n'avions pas de raison de renoncer à la période de 40 ans, d'autre part que l'on ne saurait diminuer beaucoup la durée de la période de référence sans diminuer l'efficacité des tests statistiques.

Enfin il reste à mentionner que l'exemple traité ici n'a servi que d'illustration de méthodes générales et que les conclusions particulières qui ont été déduites ne valent pas forcément pour d'autres périodes de temps ou d'autres bassins versants.

L'auteur désire exprimer ses remerciements à M. Le Prof. G. Schnitter, Directeur des Laboratoires de Recherches Hydrauliques et de Mécanique des Terres, ainsi qu'à MM. P. Kasser et A. Preissmann pour leurs précieux conseils.

## BIBLIOGRAPHIE

- (1) FERRY, S. L'utilisation des méthodes statistiques à l'Electricité de France pour la prévision des apports dans les réservoirs. Examen des résultats obtenus. *Revue de Statistique appliquée*, Vol. IV (1956), No. 2, p. 63-74.
- (2) HOECK, E. La prévision du débit estival de quelques rivières suisses par la méthode de corrélation à plusieurs variables. UGGI — Assoc. Int. d'Hydrologie Bruxelles 1951 — Tome III, p. 262-274.
- (3) EGGENBERGER, F. Wahrscheinlichkeitstheoretische Analyse der Wasserführung einiger Flüsse der Schweiz, Zürich 1950.
- (4) FISHER, R. A. Les méthodes statistiques adaptées à la recherche scientifique. Presses Universitaires de France, 1947.
- LINDER, A. Statistische Methoden für Naturwissenschaftler, Mediziner und Ingenieure. 2. Aufl. Basel 1951.
- SNEDECOR, G. W. Statistical Methods applied to experiments in agriculture and biology. 4th ed. The Iowa State Collega Press, Ames, Iowa 1948.

# METHODS AND PROCEDURES USED IN FORECASTING DEPENDABLE INFLOW TO GRAND COULEE PROJECT, WASHINGTON, U. S. A.

MILTON S. SACHS

*Hydraulic Engineer Bonneville Power Administration Portland, Oregon*

## SUMMARY

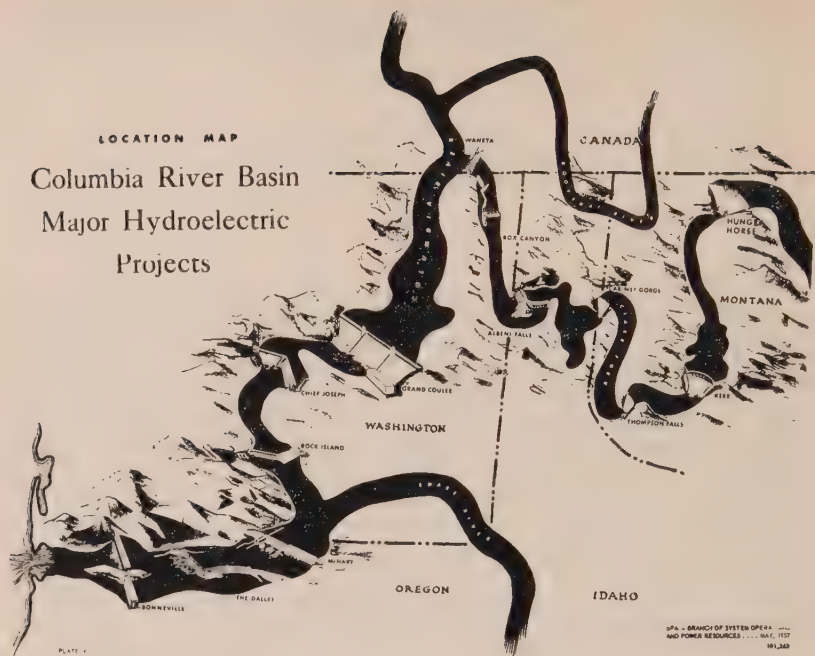
The method used by the Bonneville Power Administration in forecasting dependable inflows to the Grand Coulee Project has been found to be reliable because the underlying concepts inherent in the method are hydrologically sound. Ability to forecast dependable resources in 1956-57 in excess of historical critical flows (1936-37) is only in part due to the improved hydrologic situation. The major portion of the indicated improvements is the gain through the application of the «historical recession» method in forecasting. This method not only indicates the assured runoff from antecedent conditions but also increases in dependable amounts runoff from precipitation or snow melt. These forecasted increases while limited to minimum amounts that have occurred historically are nevertheless very significant in appraising the power resources so vital to the Pacific Northwest area.

It is recognized that the introduction of precipitation and temperature elements would probably indicate additional improvements in seasonal dependable flow volumes. These factors are included in forecasting techniques presently being advanced by the Bonneville Power Administration. We are convinced that there are other areas for improvement in capturing the additional assured latent resources inherent in the weather patterns and characteristics of the Columbia River Basin, and the Bonneville Power Administration is continually exploring these hydrologic phenomena.

## INTRODUCTION

This paper describes the methods evolved by the Bonneville Power Administration in forecasting from one to seven months in advance the seasonal dependable inflows to the Grand Coulee Project, Washington. This project is the most important unit in the Columbia River Federal power system. On May 1, 1957, this system consisted of 11 projects with a generator installation of 4,611,000 kilowatts, of which 42 percent is installed at the Grand Coulee Project. By 1962, with completion of the projects now under construction, it will consist of 16 projects with an installation of 6,514,250 kilowatts. The present prime power capability of the Columbia River Federal system is about 3,420,000 kilowatts, and it is estimated that by 1962 it will be increased to about 4,080,000 kilowatts. These prime power capabilities can result from the best utilization of natural low flows in association with storage. Some 12 million acre-feet of storage are utilized on the main Columbia River, of which about 9 million acre-feet are at Federal reservoirs. Plate 1 shows the major sub-basin drainage areas to the Columbia River and the location of the major Federal and non-Federal hydroelectric power plants. The Bonneville Power Administration is the marketing agency for the Federal plants.

The Columbia River which is about 1,200 miles long drains a basin of 258,000 square miles, of which 84 percent is within the United States and 16 percent in the southeast portion of the province of British Columbia in Canada. The drainage basin includes large portions of Idaho, Washington, and Oregon, the western part of Montana, and minor areas in Wyoming, Nevada, and Utah. The runoff in the Columbia River Basin results from snow and rain. The average annual precipitation over the basin is approximately 26 inches. The average annual runoff at the mouth



of the Columbia, expressed in inches is about 13 and equivalent to 180 million acre-feet. The bulk of the runoff is from snow melt and occurs in the spring and summer months. Approximately half of the runoff occurs during the three high water months, May, June, and July; the other half occurs during the remaining nine months, August through April. The portion of the rain or snow melt, which runs off in the form of ground water, discharges at a very gradual rate throughout the year.

### THE NEED FOR DEPENDABLE FORECASTS

Because of the extreme variations in seasonal and monthly distribution of the annual runoff there is urgent need to develop sound procedures which will enable Bonneville Power Administration engineers to forecast river flow six to seven months in advance. Early information on future runoff at the Federal projects is of great importance in appraising the ability to meet power demands on the system. During the past decade these demands have been greater than the power supply. Advance knowledge of water resources available for power enables Management to use these resources efficiently, thereby increasing the revenue from the system and contributing to the economic stability of the area.

Forecasts of assured water and power resources are needed to appraise the load carrying ability of the Federal system, and are particularly required to assure that sufficient resources will be available to meet firm load requirements under the most adverse streamflow conditions. The assured capability of the Columbia River Federal system for a given power year or period is based on three factors: a) the installed generator capacity of the Federal system; b) the storage available for use during



the period; c) the lowest assured natural streamflow for that period. The first two factors are generally known in advance whereas the third factor, the natural streamflow, is subject to future weather conditions and cannot be predicted with absolute accuracy. The period of lowest historical natural flow for the Columbia River Basin occurred in 1936-37. The ability of the Federal system to generate firm amounts of hydroelectric energy is determined on the basis of streamflow conditions of that year. The maximum amount of firm energy is developed by releasing all the available storage from Grand Coulee, Hungry Horse, and Albeni Falls reservoirs to supplement the natural critical flows which were observed during the period. This period, which requires storage releases in developing continuous system firm energy, is referred to generally as the «storage drawdown period.» It generally begins about the middle of September (when the energy from the natural flow at Federal power projects is inadequate to meet total firm load requirements on the Federal system) and ends about the middle of April (when no further releases from storage are required or when no storage is left in the system).

Under actual operations during any current year the probability that flows about equal to the lowest recorded flows will recur is extremely remote. The problem, therefore, is to determine the extent to which the streamflows during the current storage drawdown period will be above those which occurred in 1936-37. Any increase in hydroelectric capabilities over the adverse 1936-37 conditions can be determined only on the basis of dependable streamflow forecasts. Forecasts of inflow are needed at all Federal power projects to accurately appraise the generating capabilities which will be available in any current storage drawdown season.

#### IMPORTANCE OF FORECASTS OF INFLOW TO GRAND COULEE

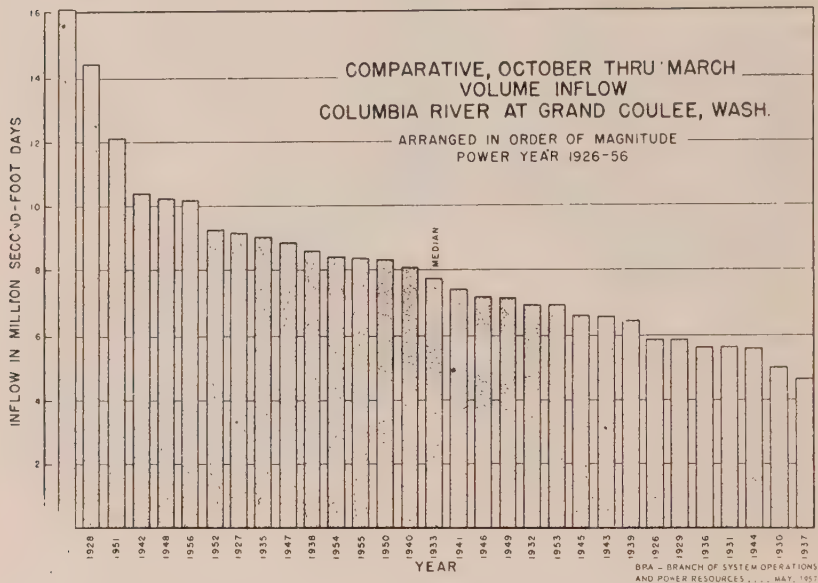
The Grand Coulee Project in the state of Washington was selected to demonstrate the Bonneville Power Administration's method of forecasting dependable inflows. This multi-purpose project is downstream from all other major storage developments. It has the largest kilowatt installation (1,944,000 kilowatts) and usable storage capacity (5,116,000 acre-feet). The 74,000 square miles of drainage area, less than one-third of the entire Columbia River Basin, contribute 60 percent of the runoff to the Columbia. The runoff above Grand Coulee originates in three major sub-basins: the Upper Columbia, Kootenay, and Clark Fork. These basins contribute sustained runoff from ground water flow.

Because of its location, installed capacity, power head, and favorable contributing water resources, the Grand Coulee Project dominates the power scene in the northwest portion of the United States. Power generation from Grand Coulee and its water releases during the storage drawdown season produce about three-fourths of the generation of the entire Columbia River Federal system. The forecasts of inflow to Grand Coulee, therefore, govern very much the operation of the Federal system. Streamflow forecasts at this project together with dependable forecasts at other Federal projects on any given date provide a good measure of the power outlook in the months ahead.

#### VARIATIONS OF SEASONAL FLOW

Figure 1 indicates the natural flow volume runoff at Grand Coulee during the low water period, October through March, for the years 1926-56. Natural flows are observed flows adjusted to reflect for upstream storage regulations and net irrigation depletions. The 6-month period practically includes the storage drawdown

period, September 16-April 15, used in determining assured continuous generating capabilities. The last 15 days of September and the first 15 days of April were excluded to make the period more readily adaptable to forecasting procedures. It is evident from Figure 1 that the lowest October through March runoff (4,556,000 second



foot-days) occurred in 1936-37. The median volume runoff (7,817,000 second-foot-days) in 1933 exceeds this minimum by 72 percent while the maximum, which occurred in 1934, exceeds it by 352 percent.

The critical 1936-37 flows of the Columbia River at Grand Coulee, Washington, are the lowest in 79 years. This conclusion is based on a study of simultaneous records at Grand Coulee and near The Dalles, Oregon, downstream where records are available from 1878 to date. Records at Grand Coulee are available since 1913. Because 1936-37 flows have only remote possibilities of recurring it is of paramount importance that forecasts be made of minimum runoff probabilities for the year of current operation. In the 1956-57 storage drawdown season, for example, a volume runoff at Grand Coulee of about 20 percent better than median was required to meet all the power demands on the Federal system. Approximately the same demand will prevail in the 1957-58 season and the question will again be «How much will the resources exceed those of 1936-37, and how much in advance can we forecast the magnitude of improvement?»

### THE ADOPTION OF HISTORICAL STREAMFLOW CORRELATIONS IN FORECASTING.

Time and experience have led to the development of a method for forecasting inflow to Grand Coulee based on historical streamflow correlations between succeeding monthly streamflows. Before this development, forecasting methods were based primarily on the utilization of streamflow recession and base flow depletion curves.

One of the first methods used in forecasting streamflows during October through March was to recede by an «abrupt recession», which may be defined as the recession of flow from the current observed point on the natural flow hydrograph by following an arbitrarily assumed sharp slope to an intersection with the critical 1936-37 natural flow hydrograph. Critical 1936-37 conditions were assumed from then on.

In later years base flow depletion curves were adopted. These curves were developed by the Bonneville Power Administration in cooperation with the U. S. Geological Survey for seven tributaries contributing to the Grand Coulee inflow. Base flow depletion curves are constructed by combining portions of the hydrograph for periods when streamflow is composed entirely of base flow. Periods of sufficient length with no precipitation or snow melt are selected by consulting past weather and streamflow records. The synthesized curve shows the pattern of ground discharge which can be expected from any level of ground water storage. The depletion, or base flow curve, is a measure of the assured flow during a given period because it represents the minimum flow that will occur during a period of no rain or snow melt. The base flow portion, therefore, can be forecast from depletion curves. In the use of this method, the depletion curve was extended from antecedent streamflow conditions to the point where it intersected the 1936-37 hydrograph and the critical 1936-37 conditions were assumed from there on.

In time it was recognized that the sole use of base flow depletion curves for forecasting flows during the storage drawdown period does not fully disclose the assured potential water resources. This is true since depletion curves do not reflect runoff from concurrent precipitation or from snow melt. Records show that varying amounts of water in excess of ground water do occur every year. Furthermore the method was found to be cumbersome because each major tributary required a separate analysis with each forecast. These curves do not lend themselves to the preparation of a single composite depletion curve which would reflect the base flow for the entire drainage basin above Grand Coulee since each tributary can be at a different level of depletion.

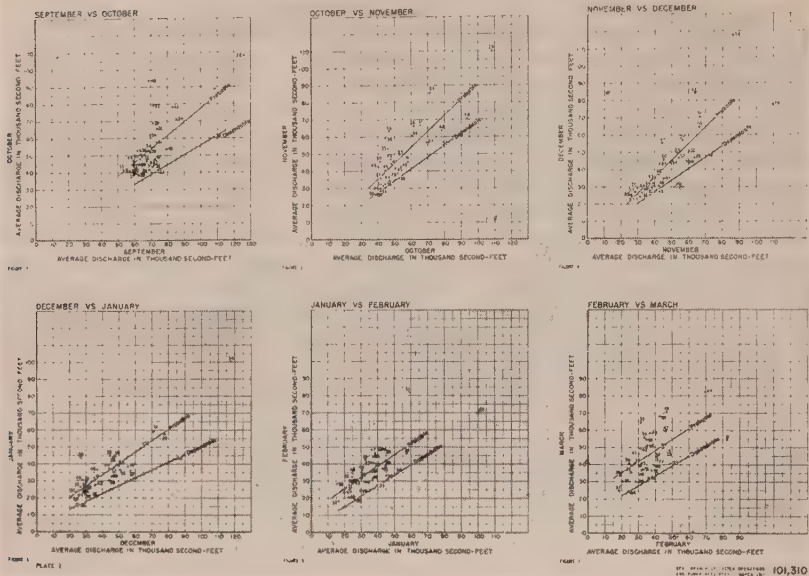
For the past two years we have made use of a new method of forecasting, based on historical streamflow correlations. This method, developed by the Bonneville Power Administration and known as the «dependable flow» approach or method, yields reliable results under varying streamflow and weather conditions. By our definition, the «dependable flow» for a given period is that flow determined by extending antecedent streamflow conditions under a recession which reflects both the ground water effluent and additional minimum amounts of surface runoff which have always occurred in the past. Figure 13, which illustrated the manner in which the three methods discussed were applied in forecasting the 1956-57 dependable seasonal low flows, is treated later.

#### GRAND COULEE DISCHARGE RELATIONSHIP CURVES

Plate 2 (figures 2 to 7) shows discharge relationship curves for the Columbia River at Grand Coulee used by the Bonneville Power Administration in forecasting dependable flows at that location. Figures 2 to 7 show the relationship between the mean monthly discharge for each month in the period September through February and the mean monthly discharge for the respective succeeding months based on power years 1925-56. Similarly, Plate 3 (Figures 8 to 12) shows the relationship of the mean monthly discharge for each month from September through January to the volume runoff for the remainder of the storage draft season through March 31 for the same years. The basic data used in plotting these charts are observed mean monthly discharges or volume inflow adjusted to reflect irrigation depletions under

DISCHARGE RELATIONSHIP CURVES ~ COLUMBIA RIVER AT GRAND COULEE, WN.  
SEPTEMBER THROUGH FEBRUARY VS. RESPECTIVE SUCCEEDING MONTHS

Power Years 1926-56



current development and historical upstream changes in storage content for Kootenay Flathead, Pend Oreille, Long, Coeur d'Alene, and Franklin D. Roosevelt lakes and Hungry Horse Reservoir. The numbers accompanying the plotted points indicate the power year in which the monthly discharges occurred. A power year is defined as July 1 to June 30.

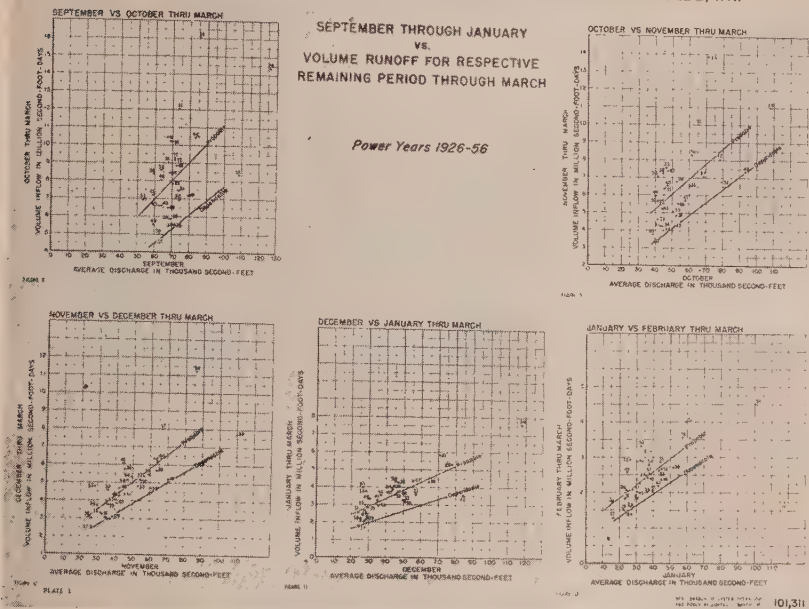
Two straight lines are drawn on each of the figures: a probable line and a dependable line. The *probable* line was fitted by the method of least squares. This line is frequently used to appraise the degree of improvement in relation to a 50-50 probability of runoff and also serves as an aid in determining the direction of the dependable line. The *dependable* line is the lower line of an envelope drawn to exclude only an occasional point representing extreme conditions and always at higher flow levels. On most of the figures the dependable line is well defined. In some instances the relative slope between the probable and dependable lines as indicated in other and better defined cases was used to establish the dependable line.

## PREPARATION OF DEPENDABLE INFLOW FORECASTS

In general, a forecast of dependable inflow is made about the first of each month. With the natural flows available for the preceding month, the minimum flow during the succeeding month is determined by entering the appropriate figure for the month-to-month relationship. The monthly flow so obtained is assumed to represent the maximum recession and is considered as runoff primarily from ground water.



# DISCHARGE RELATIONSHIP CURVES--COLUMBIA RIVER AT GRAND COULEE, WN.



The same forecasted mean monthly flow for the succeeding month is then used in entering the appropriate figure to forecast the minimum volume runoff that could occur during the remainder of the period.

**Example Forecast.** A step-by-step derivation of the forecast made on October 25, 1956, of the dependable seasonal inflow at Grand Coulee is presented as an example. The computations developed for this forecast are shown on Figure 14. The average natural inflow, adjusted for upstream regulations which actually occurred, for the first 24 days of October is 58,200 cfs. Assuming maximum recession gives us an average of 52,000 cfs, and weighted average for the month of 56,800 cfs. With this October flow we now enter Figure 3, October vs. November, which indicates the average monthly dependable flow for November is 38,500 cfs. On the basis of historical observations, this is the minimum flow that could occur in November. With this minimum we enter Figure 10, November vs. Volume December-March. The volume runoff for the four months, December through March, is 3,100,000 sfd. Add it to the 1,155,000 sfd forecast for November (38,500 cfs  $\times$  30) and the result is a total volume of 4,255,000 sfd. This is the dependable volume used in estimating the Federal system's firm power supply for the period.

Figure 13 shows the results of the October 25 forecast determined by the historical discharge relationship or «historical recession» method and the «abrupt recession» and «base flow depletion» forecasting methods described earlier. The shaded area represents the monthly runoff forecast by the «historical recession» method in excess of that obtained by the «abrupt recession» method.

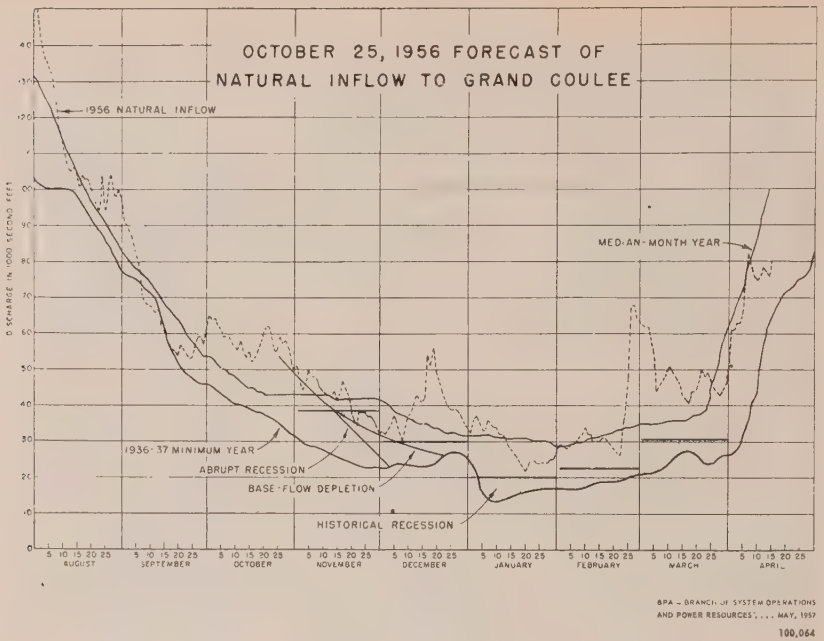


Fig. 13

*Summary of October 25, 1956—Dependable Inflow Forecast  
Natural Flows in Second-Feet*

| Month   | Dependable<br>Forecast (c.f.s.) | 1936-37<br>Flow (c.f.s.) |
|---|---------------------------------|--------------------------|
| October 1-24  | 58,200 <sup>1</sup>             |                          |
| October 25-31   | 52,000                          |                          |
| October average   | 56,800                          | 39,080                   |
| November—forecast from figure 3                                     | 38,500                          | 26,570                   |
| December-March—volume forecast from figure<br>10 = 3,100,000 s.f.d. |                                 |                          |
| <i>Monthly distribution of volume forecast <sup>2</sup></i>         |                                 |                          |
| December  | 29,600                          | 24,340                   |
| January   | 19,800                          | 16,230                   |
| February  | 22,400                          | 18,440                   |
| March   | 30,400                          | 24,960                   |
| December-March average  | 25,600                          | 21,100                   |
| Total December 1-March 31 in 1000 s.f.d.                            | 3,100                           | 2,548                    |
| Total November 1-March 31 in 1000 s.f.d.                            | 4,255                           | 3,345                    |

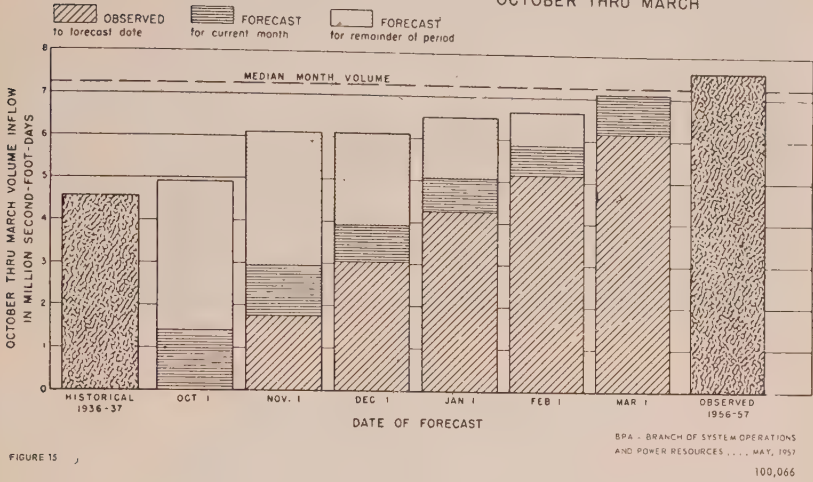
(<sup>1</sup>) October 1-24 flow is observed (natural).

(<sup>2</sup>) December-March volume increase over 1936-37 distributed on basis of percent increase over 1936-37 ( $\frac{3,100 \text{ KSFD}}{2,548 \text{ KSFD}} = 121.7$  percent).

Fig. 14 — BPA - Branch of system operations and power resources. March, 1957.

# 1956-57 DEPENDABLE VOLUME INFLOW FORECASTS COLUMBIA RIVER AT GRAND COULEE DAM, WN.

OCTOBER THRU MARCH



*1956-57 Seasonal Forecasts.* Figure 15 shows the 1956-57 dependable seasonal volume inflow forecasts for the Columbia River at Grand Coulee which were made on the first of each month beginning with October 1956. Six volume forecasts are shown in millions of second-foot-days for the 6-month period, October through

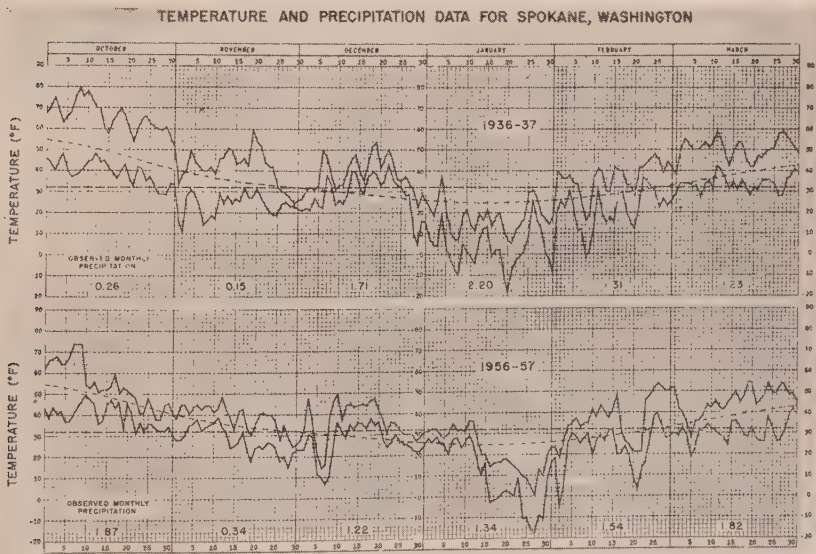


Fig. 16

March. In each instance the bar graphs delineate the portion of the volume observed, the forecast for the current month, and the remainder for the period following. For comparison, the natural flow volumes for 1936-37 and 1956-57 are also shown. The dependable forecasts at the start of the storage drawdown season were not much greater than 1936-37, and subsequent improvements reflect minimum increases to be realized as a result of the prevailing hydrologic conditions.

Figure 16 shows the comparative climatological conditions, October through March, 1936-37 and 1956-57, at the U. S. Weather Bureau station in Spokane, Washington. The weather data at this station provide a good index for appraising probabilities of runoff at Grand Coulee, and some qualitative conclusions may be reached on the reasonableness of the 1956-57 forecasts as compared with the critical flows of 1936-37. The forecasts made in 1956-57 are extremely conservative, so conservative in fact that the abnormal below-zero temperatures which occurred the latter part of January could not upset them even for a short duration of time. The prolonged cold spell did not cause the discharge to recede below the average forecasted

TABLE 1

*Comparison of 1956-57 Forecasts by  
Historical and Abrupt Recession Methods*

Units are average second-feet for monthly flows  
and thousand second-foot-days for longer periods

| Date of Forecast<br>and Forecast Period | Historical<br>Recession<br>Forecast | Abrupt<br>Recession<br>Forecast | Increase,<br>over Abrupt<br>Volume | Historical<br>Forecast<br>Percent |
|---|-------------------------------------|---------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| <i>October 1</i>                        |                                     |                                 |                                    |                                   |
| October                                 | 45,400                              | 42,000                          |                                    |                                   |
| November Through March                  | 3,515                               | 3,345                           |                                    |                                   |
| Total, October through March            | 4,922                               | 4,647                           | 275                                | 6                                 |
| <i>November 1</i>                       |                                     |                                 |                                    |                                   |
| November                                | 39,000                              | 37,000                          |                                    |                                   |
| December through March                  | 3,140                               | 2,548                           |                                    |                                   |
| Total, November through March           | 4,310                               | 3,658                           | 652                                | 18                                |
| <i>December 1</i>                       |                                     |                                 |                                    |                                   |
| December                                | 28,000                              | 26,000                          |                                    |                                   |
| January through March                   | 2,178                               | 1,793                           |                                    |                                   |
| Total, December through March           | 3,046                               | 2,599                           | 447                                | 17                                |
| <i>January 1</i>                        |                                     |                                 |                                    |                                   |
| January                                 | 25,000                              | 25,000                          |                                    |                                   |
| February through March                  | 1,448                               | 1,290                           |                                    |                                   |
| Total, January through March            | 2,223                               | 2,065                           | 158                                | 8                                 |
| <i>February 1</i>                       |                                     |                                 |                                    |                                   |
| February                                | 25,000                              | 20,000                          |                                    |                                   |
| March                                   | 25,000                              | 25,000                          |                                    |                                   |
| Total, February through March           | 1,475                               | 1,335                           | 140                                | 10                                |
| <i>March 1</i>                          |                                     |                                 |                                    |                                   |
| March                                   | 31,000                              | 31,000                          | 0                                  | 0                                 |



or the month. The lowest daily flow reached in January 1957 was considerably above the lowest recorded in January 1937, as shown in Figure 13.

Table 1 shows a comparison of the six forecasts made in 1956-57 by the «historical» and «abrupt» recession methods. The forecast by the «historical» method exceeds the «abrupt» forecast by 6 to 18 percent. This improvement would probably be reduced moderately if the «base flow» method were used instead of the «abrupt» method. The November 1 forecast indicates an additional 652,000 second-foot-days by the «historical» method. This improvement amounts to an increase of about 540 million kilowatt-hours of generation to the Columbia River Federal system.

# RUN-OFF CALCULATIONS AND FORECAST ACCORDING TO WATER STORAGE IN THE RIVER NETWORK AND TO ITS WATER INFLOW

G. P. KALININ

## RESUME

1. Pour la précalculation du changement du débit d'eau pendant de grandes crues d'eaux il est nécessaire de savoir :

- a) la différence entre les précipitations atmosphériques ( $x$ ) et les pertes d'eau ( $p$ );
- b) les courbes  $\left(\frac{\partial w}{\partial \tau} = f(\tau)\right)$  qui caractérisent la durée d'écoulement d'eau des

différentes parties du bassin jusqu'à la section qui ferme le bassin;  $\left(\frac{\partial w}{\partial \tau}\right)$  — une dérivée particulière de la surface du bassin selon le temps d'écoulement ( $\tau$ ).

2. La différence entre les précipitations atmosphériques et les pertes ( $x - p$ ) pour une unité de temps peut être définie approximativement d'après l'afflux d'eau dans le réseau fluvial ( $g_{\text{aff}}$ ), divisé en surface globale du bassin.

3. L'afflux d'eau dans le réseau fluvial se détermine de l'équation du bilan d'eau  $g_{\text{aff}} = Q \mp \Delta w$ , où  $g_{\text{aff}}$  — l'afflux d'eau dans le réseau fluvial pour une unité de temps;  $Q$  — l'écoulement d'eau à travers la section qui ferme le bassin pour une unité de temps;  $\Delta w$  — les changements des réserves d'eau dans le réseau fluvial pour une unité de temps.

Le changement des réserves d'eau se définit d'après les courbes des volumes qui peuvent être déterminées soit d'après les données topographiques, soit en se basant sur l'analyse des hydrographes.

4. Pour trouver une courbe de la durée d'écoulement (1) il serait raisonnable de la faire présenter sous forme analytique. Par ailleurs les formules doivent être très simples et contenir une quantité relativement petite de paramètres susceptibles d'être déterminés d'une manière très simple. La formule suivante a reçu la plus grande propagation :

$$\frac{\partial w}{\partial \tau} = a_1 \sin \frac{\pi}{\tau_{\text{max}}} \tau + a_2 \sin \frac{2\pi}{\tau_{\text{max}}} \tau,$$

où  $a_1$  et  $a_2$  sont des paramètres;  $\tau_{\text{max}}$  — un temps maximum de la durée d'écoulement, qu'on détermine selon la différence entre les termes d'interruption de l'écoulement superficiel dans la section qui enferme le bassin et l'afflux d'eau qui fait stipuler cet écoulement.

5. Une formule générale génétique de l'écoulement, suggérée par M. A. Vélicanov au remplacement de la différence ( $x - p$ ) à  $\frac{g_{\text{aff}}}{w}$  et au remplacement de la courbe de la durée d'écoulement (1) en conformité avec le susmentionné prendra un aspect suivant :

$$Q = \frac{1}{w} \int_0^{\tau} g_{\text{aff}} \left( a_1 \sin \frac{\pi}{\tau_{\text{max}}} \tau + a_2 \sin \frac{2\pi}{\tau_{\text{max}}} \tau \right) d\tau.$$

En remplaçant l'intégrale par une somme nous aurons :

$$Q = \frac{1}{w} \left( a_1 \sum g_{\text{aff}} \sin \frac{\pi}{\tau_{\text{max}}} \tau \Delta \tau + a_2 \sum g_{\text{aff}} \sin \frac{2\pi}{\tau_{\text{max}}} \tau \Delta \tau \right).$$

En remplaçant des valeurs faciles à calculer sous les signes  $\sum$  par  $\sum y_1$  et  $\sum y_2$  nous aurons

$$Q = \frac{1}{w} a_1 \sum y_1 + a_2 \sum y_2.$$

Ensuite on fait un graphique  $Q = f(\sum y_1, \sum y_2)$  permettant de calculer les quantités de l'écoulement d'après l'afflux d'eau dans le réseau fluvial. L'expérience a fait voir que cette manière de calculer permet de définir assez exactement le processus de l'écoulement des fleuves différents. Avec cela les paramètres eux-mêmes ( $a$ ,  $c$  et  $a_2$ ) varient un peu à cause des quantités du débit d'eau ce qui est pris en considération automatiquement par le graphique

$$Q = f(\sum y_1, \Pi y_2).$$

Pour le pronostic on a besoin de négliger les quantités de l'afflux pendant la période d'avance ou bien le prendre en considération selon une courbe typique de la baisse ou selon des précipitations atmosphériques.

6. Il est beaucoup plus facile d'établir une association entre une quantité de l'afflux d'eau dans le réseau fluvial, et les facteurs météorologiques qu'entre les derniers et l'écoulement dans la section qui ferme le bassin.

7. Pour prendre en considération les irrégularités des précipitations atmosphériques il est bien raisonnable d'effectuer des calculations en basant sur les particuliers et ensuite, en utilisant les régularités du déplacement de l'onde des crues construire un hydrographe de la section qui ferme le bassin.

8. Il est raisonnable d'effectuer le pronostic de l'écoulement d'après la proportion suivante du bilan:

$$w = w_p + \sum g.$$

où  $w$  — le volume d'eau, passée à travers la section qui ferme le bassin pendant le temps  $T$ ;

$w_p$  — le volume des réserves d'eau dans le système fluvial, qui s'écoule pendant le temps  $T$ ;

$\sum g$  — l'afflux supplémentaire qui est entré dans le réseau fluvial et s'est déjà écoulé pendant le temps  $T$  à travers la section qui ferme le bassin.

A présent on a élaboré toute une série de méthodes permettant de définir les réserves d'eau dans le système fluvial et l'affluent supplémentaire.

# 1

Considerable improvement of the river run-off forecasting technique is achieved lately due to the studying of water storage formation regularity in the river network and due to its water inflow. As far as it is known, the first investigations which showed the great importance of channel storage calculation and the possibility of their determination according to a hydrometrical point data were given an account of in a vast monograph of N.M. Bernardski (1). Results, similar by the organization and solution of this problem, were reached by a well-known hydrologist R. Horton (2).

Important definitions in the river-network storage determination are achieved by calculating gauge line data. River network water storage ( $w$ ) can be defined: a) by the topographic data, b) by hydrograph analysis c) by the approximate equation:

$$W = \sum_1^n Q_i \tau_i,$$

where

$W$  — water storage in the channel network,

$Q_i$  — mean water discharge of the lots,

$\tau_i$  — time to route of the lots,

$n$  — number of lots, situated between hydrometrical points.

The general expression of the run off volume forecast for the period of channel lot exhaustion of the whole river network in question (or a part of it) can be expressed as follows:

$$\sum_1^T Q = W + \sum_1^T q_1.$$

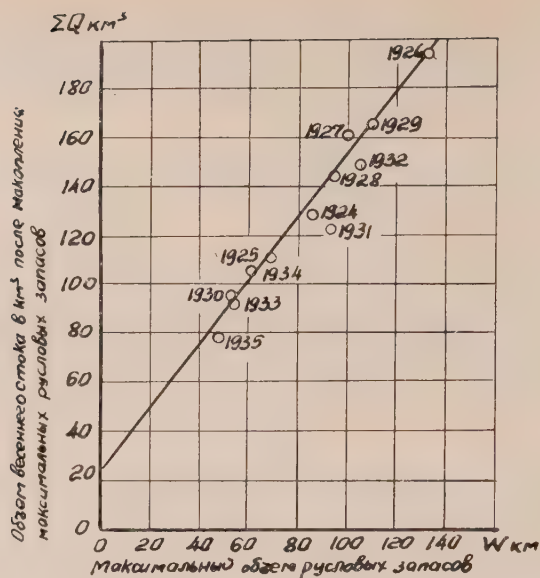


Fig. 1 — The relationship between the spring run-off volume and the maximum water storage in the river network.

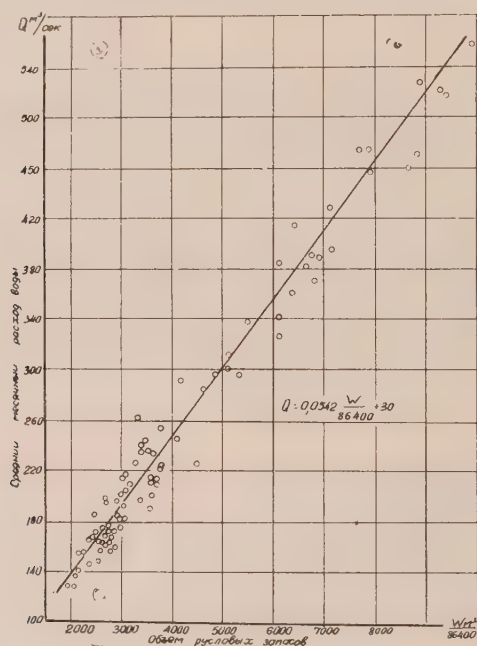


Fig. 2 — The relationship between mean monthly water discharges of the Don by the town of Kalach and the water volume of the river network on the day of forecasting.



where

$\Sigma Q$  — the volume of water flowing through the closing point for the period or forecasting range (T),

$W$  — waterstorage in the river network in the time of forecasting.

$\sum_1^T q$  — additional water volume which has flown from the drainage area into the river network and has had time to flow through the closing point for the period of forecasting range (T).

This quantity  $-\sum_1^T q$ —is determined, on one hand, by precipitation for the T period and, on the other hand, by the basin saturation, as indirect characteristic of which the water storage (W) itself can serve. Since we do not know exactly the subsequent precipitation, we must often take into account only its mean value, which practically leads forecasting scheme to this equation:

$$\sum_1^T Q = f(W)$$

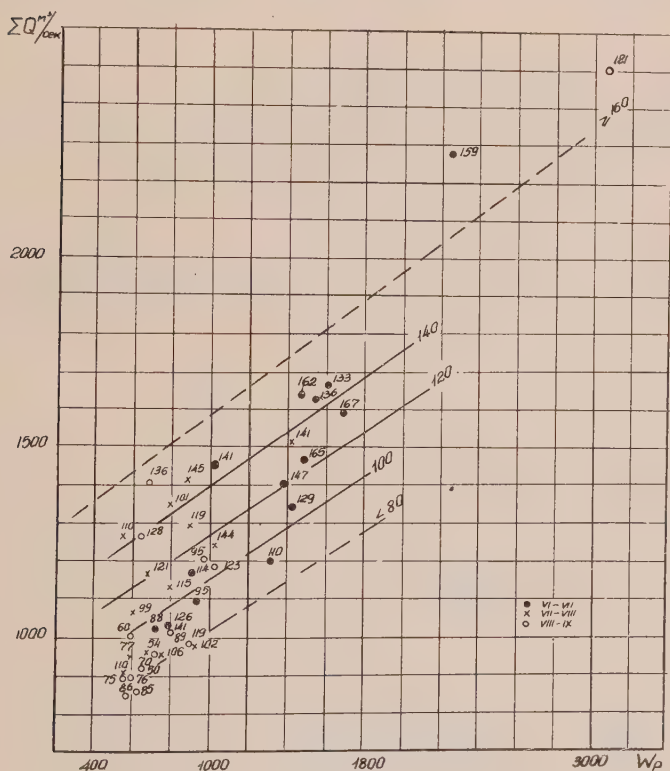


Fig. 3 — The relationship between the global (for two months) summer run-off of the Oka by the town of Nishni Isbilets and water storage in the river-channel by the beginning of considered period of time and water storages in the meter soil layer of the last ten days, preceding the considered period of time.

Experiment has shown that for relatively big rivers (fig. 1. 2) such forecasting scheme which was employed by the author in 1940 for the run-off forecasting on the Dnieper in the point designed by Kremenchug hydro-electric power station, leads to positive results also on other rivers. (3-9). Subsequent specification of this scheme lies in calculation not only of the channel water storage, but also of moisture storage in soil as well as in aquifer levels.

Even the moisture storage calculation in the upper (1m) level, which is defined by the meteorological data on the basis of a technique specially worked out, allows considerably to make the forecasts more exact and to increase their forecasting range. This is given on the fig. 3. Considerable exactness can also be achieved, if in the case of basin water content characteristics the water inflow is taken into the river network. ( $q_{np}$ ).

## 2

The water storage data of the river network and of flow through the closing point of the basin allow to calculate a very important hydrological characteristic—the water inflow into the river network. Using the water balance equation, we have :

$$q_{np} = Q_{cm} \pm \frac{\Delta W}{\Delta t}$$

where

$q_{np}$  — mean for the considered time interval water inflow into river network,  
 $Q_{cm}$  — run-off through the closing point (for the same period of time)  
 $\frac{\Delta W}{\Delta t}$  — water storage variation in the river network for  $\Delta t$  the time of calculations.

The river network water inflow vary more than the run-off. It has more distinct relationship with meteorological factors (fig. 4), since the routing influence of the river network on the inflow is not significant. Since the run-off duration is not long, the inflow, attributed to the area unit, can roughly be considered as a difference between precipitation ( $X$ ) and run-off losses ( $p$ ).

$$h_{cm} = \frac{q_{np}}{F} = X - p ;$$

$h_{cm}$  — run-off layer in a time unit,  
 $F$  — drainage area,

Thus, the use of water inflow data ( $q_{np}$ ) considerably facilitates the solution of one of the most complicated—problems the run-off losses. The subsequent forecasting problem (calculation problem) of the flow course in time lies in determination of the inflow routing to the closing point. The solution of this problem is facilitated by the flow routing curves. By the flow routing curves we understand the curves

$(p - \frac{\Delta q_i}{q \Delta t} = f(t))$  which characterize time distribution in the closing points of the

relative values of the inflow which has flown into the river network for a short period of time for which the calculations were made.

$\Delta q_i$  — part of the inflow, flown for the period of time for which the calculation were made,  $\Delta t$ —the period for which the calculations were made.

$t$  — time.

Roughly, the routing curve can be expressed by the single flood method.

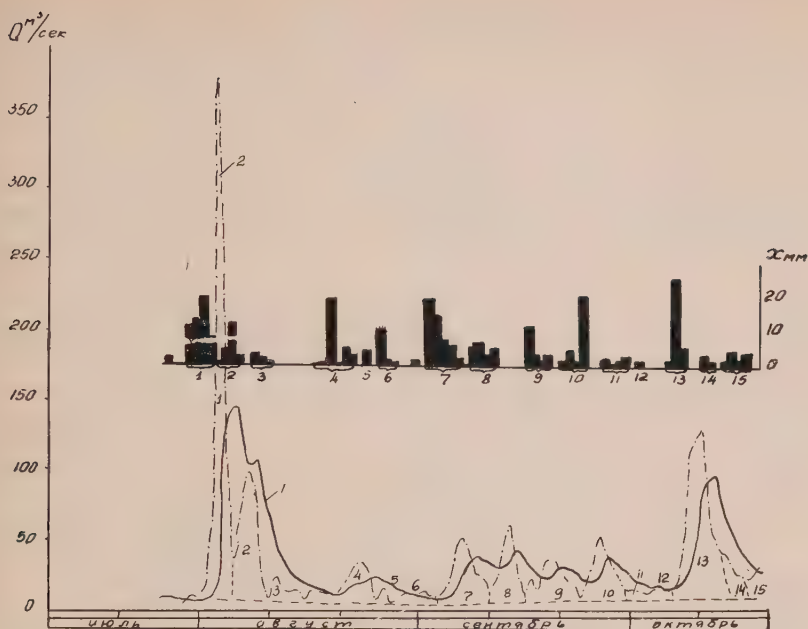


Схема генетического расчленения стока

1 - сток, 2 - суммарный приток, ■ - осадки

Fig. 4 — The scheme of the run-off genetic breaking

- a) the run-off,
- b) the global inflow,
- c) the precipitation.

However, the difficulty of single flood isolation and the calculation of their variation according to the water content gives rise to a number of difficulties. For determining the routing curve, it is expedient to represent it analytically. (5, 10).

The equations, expressing the routing curves, must as far as it is possible, be simple and have relatively small number of parameters, which can be comparatively easily determined. The following equation for the routing curve determination is most widely spread (5, 10):

$$f(t) = a \sin \frac{\pi}{\tau_{\max}} \tau + b \sin \frac{2\pi}{\tau_{\max}} \tau,$$

where

$a, b$  — parameters,

$\tau_{\max}$  — maximal flow duration after precipitation (the end of inflow)

$\tau$  — variable routing time of the inflow ( $h_{cm}$ ).

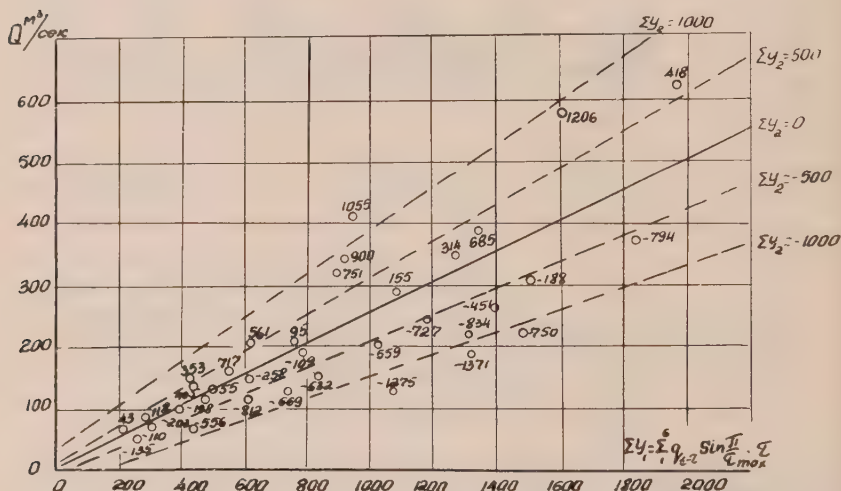
When the layer course of the basin surface ( $h_{cm}$ ) in time is known and while using the routing curve, we have the discharge equation:

$$Q = a \sum_1^{\tau_{\max}} h_{cm, t-\tau} \sin \frac{\pi}{\tau_{\max}} \tau \Delta t + b \sum_1^{\tau_{\max}} h_{cm, t-\tau} \sin \frac{2\pi}{\tau_{\max}} \tau \Delta t.$$

The values having the symbol  $\Sigma$ , can be easily calculated. Besides, since in the general case the routing curve can be variable, the parameters  $a$  and  $b$  depend from  $Q$ . Substituting the values which have symbol  $\Sigma$ , by  $y_1$ , and  $y_2$ , and also the parameters  $a$  and  $b$ , we have:

$$Q_t = f_1(Q_1) \sum_0^{\tau_{\max}} y_1 + f_2(Q_2) \sum_0^{\tau_{\max}} y_2$$

The last equation can be easily solved by constructing an *abac* (fig. 5.) on the explicit function:  $Q = f_1(\Sigma Y_1, \Sigma Y_2)$ . The results of the calculation are shown on fig. 6.





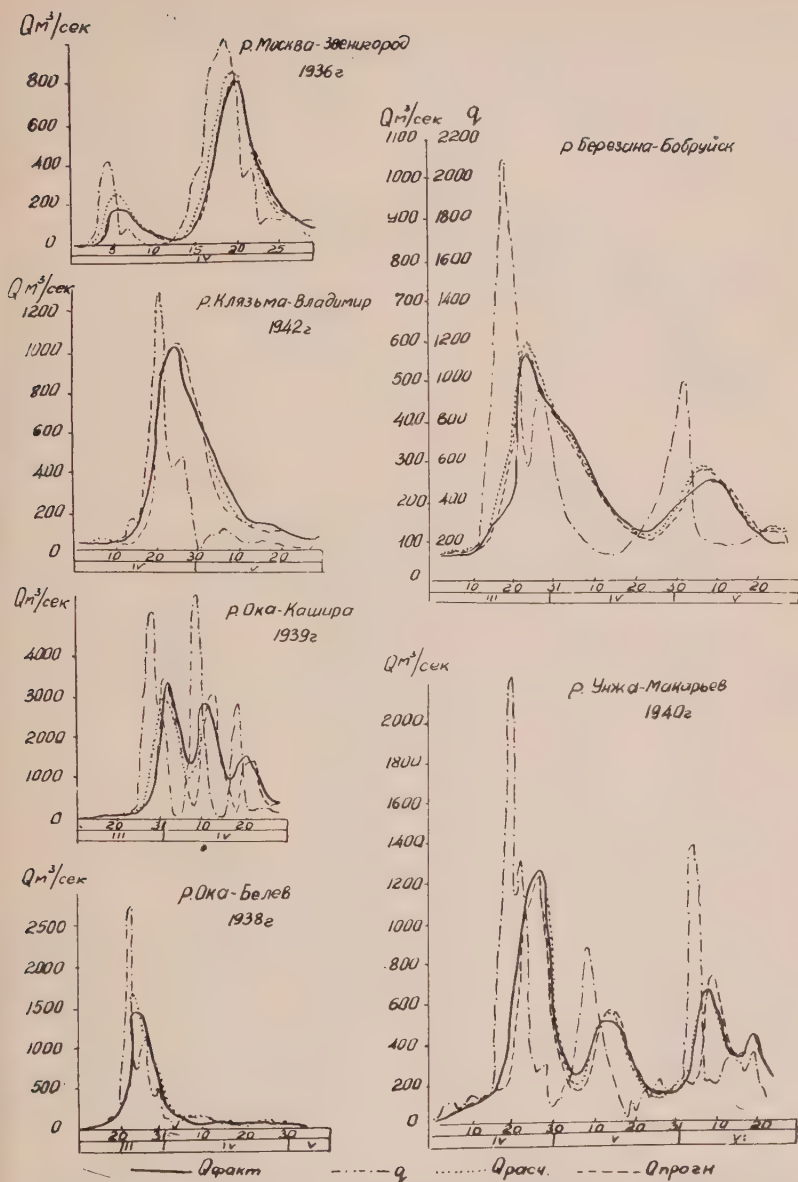


Fig. 6 — Comparison of the observation floods and of the forecasted floods.

1. When we have unstabilized water movement, the relationship between water stages and water discharges becomes functional under the condition that the first water stages are measured not in the hydrometrical point, but higher. (fig. 7)

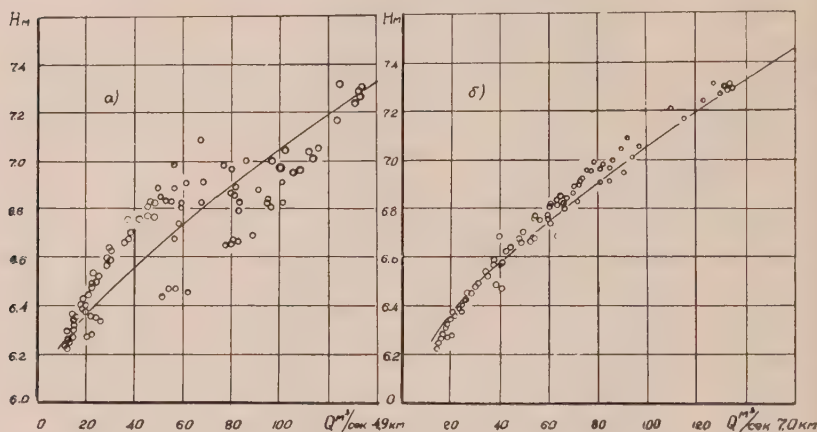


Fig. 7 — a) The relationship between the water stages and water discharges in the low point of the electric power station at the distance of 4.9 km from the dam; b) The relationship between water stages at the distance of 4.9 km and the water discharges at the distance of 7.00 km from the dam.

2. The distance (1) on which the waterstages have to be measured, does not depend on the flood wave form and is determined on the whole by hydraulic characteristics of the stabilized regime, according to the equation:

$$l = \frac{Q_0}{2i \frac{dQ}{dH}}$$

where

$Q$  — water discharge in the low point,  $i$ —slope,

$\frac{dQ}{dH}$  — derivative from the function  $Q$  of  $H$  (discharge curve).

For the prismatic channels of different form the characteristic length can be calculated according to the mean depth  $H$  and to the slope. Thus, for example, for

a rectangular channel  $l = \frac{H}{3i}$ , for a parabolic channel— $l = \frac{H}{4i}$ , for a triangular— $l = \frac{H}{5i}$ .

3. Between water discharges in the low (closing) point ( $Q$ ) and the water volume ( $W$ ) of the section situated higher than the low point (the closing point) with the characteristic length  $S = 21$ , when the water movement is unstabilized, there exists a simple relationship.

$$W = f(Q_0).$$

This simple relationship between water discharges in the closing point and water volumes of the characteristic section with the supplementary use of indissolubility equation, allows to determine flood routing by the common methods, used for the calculation and flood transformation in the water reservoir. Such successive calculations in a number of river sections give the possibility to calculate the flood transference and flood routing on the river.

In many cases the characteristic section length (S) can be taken for a constant with sufficient for practice exactness.

When there exists a linear relationship between water discharges in the closing point and the water volumes on the higher situated section, there can be made considerable simplifications and simple analytical solution. In this case, for example, the routing discharge curve from the high to the low point can be expressed by the following equation:

$$p = \frac{\Delta t}{\tau(n-1)} \left( \frac{t}{\tau} \right)^{n-1} - \frac{t}{\tau},$$

where  
 $\tau$  — the routing time on the characteristic section, which equals, with the made assumption,  $\frac{W}{Q}$ ,

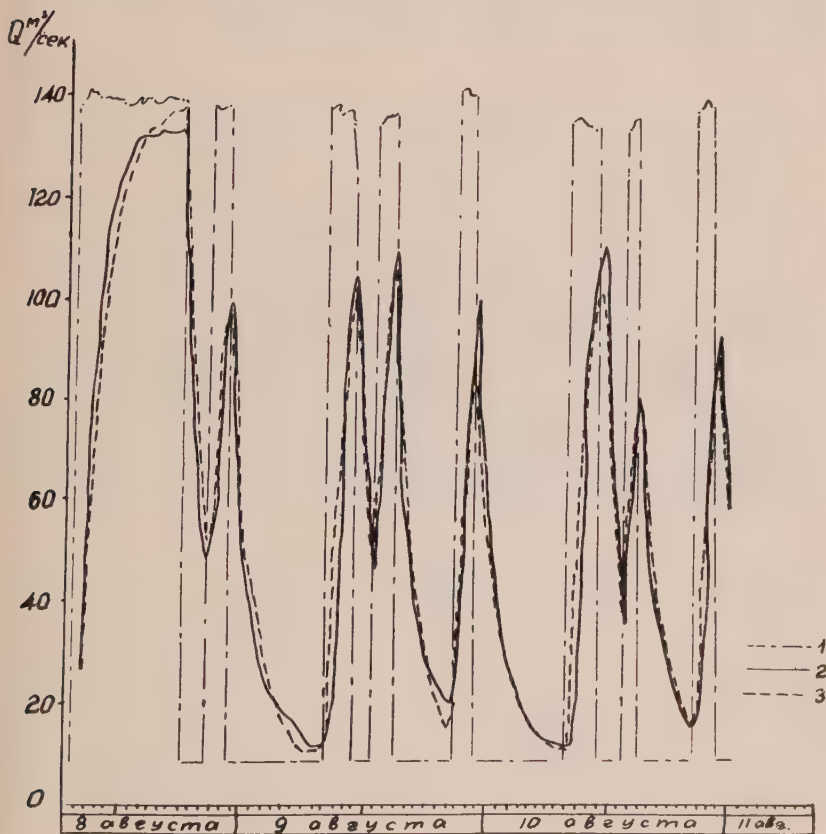


Fig. 8 — The actual and calculated water discharges in the low point of the electric power station at the distance of 4.9 km from the dam.  
 1 — water admission through the electric power station,  
 2 — the actual discharges,  
 3 — the actual discharges, calculated with the help of a volume curve.

$n$  — number of characteristic section between the considered points,  
 $t$  — time,  
 $\Delta t$  — the time interval for which the calculations are made,

Such calculation scheme requires incomparably less time than the calculations of the characteristics and regimes on the more exact methods, and allows comparatively simply (although approximately) to ground a series of empiric methods of flood calculations.

Experiment shows (fig. 8), that even for the low points, where unstabilized water movement is especially expressed, such calculation scheme leads to positive results. The use of this calculation scheme for the river basin conditions opens the possibility of theoretical ground of the routing curves and of precipitation irregularity calculation on the whole territory.

It must also be noted that the simple relationship presence (when the channel is not eroded) between simultaneously measured discharges in the low point and the stages in the high point, facilitates the flow calculation even when the regime is fairly unstabilized.

1. Бернадский Н. М. — Речная гидравлика, ее теория и методология, т. I, Госэнергоиздат, Ленинград-Москва, 1933 г.
2. HORTON R. — Natural stream channel storage. Transactions of the Amer. Geoph. Union, 1936, July, 1937.
3. Калинин Г. П. — О предвычислении гидрографа весеннего половодья. Труды Центрального института прогнозов, вып. 6, 1947 г.
4. Калинин Г. П. — Основы методики краткосрочных прогнозов водного режима. Труды Центрального института прогнозов, вып., 28, 1952 г.
5. Калинин Г. П. — К методике прогноза объема стока больших рек. Труды Центрального института прогнозов, вып., 32, 1954 г.
6. Сапожников В. И. — Прогноз стока р. Волги у Куйбышева и Сталинграда. Труды Центрального института прогнозов, вып., 32, 1954 г.
7. Черноиваненко И. М. — Методика прогноза притока в Цимлянское водохранилище. Труды Центрального института прогнозов, вып., 32, 1954 г.
8. Сапожников В. И. — Основы прогноза стока по запасам воды в речной сети. Гидрометиздат, 1956 г.
9. Калинин Г. П. — К методике краткосрочного прогноза паводков. Труды Центрального института прогнозов, вып., 9, 1948 г.



# THE EFFECT OF SLOPE AND MICROTOPOGRAPHY ON DEPRESSION STORAGE AND SURFACE DETENTION

W.N. STAMMERS AND H.D. AYERS\*

The introduction by Horton (<sup>1</sup>) of the Infiltration Approach to the calculation of surface runoff has provided a useful concept in the field of applied hydrology. The application of this concept requires a knowledge of infiltration capacity under various conditions of soil, cover and microtopography and a knowledge of the many variables involved in the determination of infiltration capacities. By measuring precipitation and runoff rates and estimating the two most important storage factors, depression storage and surface detention, a great deal of knowledge has been gained about infiltration phenomena through sprinkled plot investigations. It becomes apparent, as research progresses in this field, that the estimation of depression storage and surface detention must be placed upon a sound physical basis for the determination of more reliable infiltration rates.

The storage equation may be expressed in the form:

$$P - Q = V_d + D_a + F \text{ where;}$$

$P$  = mass rainfall

$Q$  = mass runoff

$V_d$  = depression storage

$D_a$  = surface detention

$F$  = mass infiltration

In the estimation of the terms  $V_d$  and  $D_a$  the practice has been to rely upon personal experience or to derive an empirical relationship.

If surface runoff does not begin for a time  $t_d$  after precipitation begins, the volume of depression storage may be approximated by the formula  $V_d = \bar{\delta} t_d$  where  $\bar{\delta}$  is the net supply rate to surface runoff. This method as described by Horton (<sup>1</sup>) was used by Smith (<sup>10</sup>). In order to estimate  $t_d$ , Smith after a dry run, started precipitation when depression storage had disappeared. The time  $t_d$ , when runoff started, was determined and the amount of depression storage was calculated using Horton's equation.

The estimation of surface detention has been made by various empirical relationships between discharge and detention utilizing the recession side of the hydrograph on sprinkled plot experiments. Johnstone and Cross (<sup>9</sup>) describe a method whereby the ratio of infiltration rate to runoff rate is assumed to remain constant during the recession period. Applying this relationship to residual runoff a discharge-detention graph is plotted. Horton (<sup>5</sup>) describes another method whereby the surface detention is calculated by summing residual runoff and infiltration from the end of the hydrograph and assuming the average infiltration rate during the recession period to be one-third of the capacity rate at the cessation of simulated rainfall. There is no physical basis of proof for either of these methods for the determination of surface detention.

\* Respectively former Graduate Assistant, and Professor, Department of Engineering Science, Ontario Agricultural College, Guelph, Ontario.

Horton (4) derived general equations of the form

$$q_s = \frac{\partial \tanh \frac{M}{M+1} (\partial K_s)^{1/M} t_p}{M}$$

$$\text{and } D_c = \frac{(\partial)^{1/M}}{K_s} \tanh \frac{M+1}{M} (\partial K_s)^{1/M} t_p$$

where  $q_s$  = surface runoff rate

$K_s$  = Coefficient involving slope, roughness and unit conversions.

$M$  = exponent of detention depth

$t_p$  = time from beginning of rainfall

$D_c$  = depth of surface detention at stream margin.

These equations are strictly rational for 75 per cent turbulent flow and quasi-rational for other degrees of turbulence from 33 per cent to 100 per cent.

This paper will present the results of determinations of depression storage and surface detention using three developed plot surfaces, simulated rainfall, and a range of slopes.

#### Procedure :

The three simulated surfaces studied were; (1) a flat surface, (2) a cultipacked surface with the corrugations running in the direction of the slope (3), a cultipacked surface with corrugations across the slope. Simulation of a rolled surface was accomplished by using galvanized iron sheeting and that of the cultipacked surface by using corrugated aluminum roofing. Both surfaces were painted with varnish and covered with sand that passed a 2 mm. sieve. By using an impermeable surface the storage factor  $F$  was eliminated. The surfaces were mounted on a 4 ft  $\times$  4 ft variable slope table.

Rainfall simulation was accomplished with four special nozzles of the design used on the type F infiltrometer. In order that precipitation could be started and stopped instantaneously, metal hoods were mounted at each nozzle so that the hoods could be removed from, and replaced on, each nozzle simultaneously by operating two levers from the side of the lot.

A Cassella Water Flow Meter with 3/16 inch circular orifice was used to determine the rate of surface runoff from the plot. The clock drive of the recorder drum was replaced by a synchronous clock motor that drove the recorder drum at 0.69 revolutions per minute.

Trials were carried out at slopes of 2°, 4°, 9°, and 16° (3½%, 7%, 16%, 29% respectively) on each of the three developed surfaces. Water was added to the collecting trough and flow meter to satisfy initial storage requirements. The duration of precipitation and time of beginning and end of surface runoff were recorded. Precipitation was continued until the rate of runoff became sensibly constant as far as could be determined from the recorded chart. At the end of runoff, precipitation was again started, and allowed to continue for three-quarters of an hour. The value of runoff occurring at this time was taken as the precipitation rate. Throughout this period the clock drum was not revolving.

Values of surface detention for corresponding surface runoff rates and values of depression storage were determined with the use of the storage equation.

#### Results:

The surface detention-surface runoff relationships for the rising side of the hydrograph are generally in agreement with results obtained by Horton (3,4) and later workers (6,7,8) and are power functions of the form  $q_s = K_r D_a^M$  where

$q_s$  = rate of surface runoff in inches per hour

$K_r$  = constant involving slope, surface roughness and unit conversions.

$D_a$  = average depth of surface detention in inches.

$M$  = exponent describing the degree of turbulence of flow. Values of  $K_r$  and  $M$  for all trials are given in Table 1.

TABLE 1

Values of  $K_r$  and  $M$  in Equation  $q_s = K_r D_a^M$ , Rising Side of Hydrograph

| Slope     | Flat Surface | Sim. cult. corr. with slope | Sim. Cult. corr. across slope |
|-----------|--------------|-----------------------------|-------------------------------|
| 2° $K_r$  | 21.5         | 15.4                        | 8560                          |
| 2° $M$    | 0.512        | 0.430                       | 3.02                          |
| 4° $K_r$  | 59.3         | 37.2                        | 32.3                          |
| 4° $M$    | 0.691        | 0.642                       | 1.02                          |
| 9° $K_r$  | 71.1         | 51.5                        | 37.6                          |
| 9° $M$    | 0.781        | 0.713                       | 0.723                         |
| 16° $K_r$ | 15.4         | 83.9                        | 109                           |
| 16° $M$   | 0.423        | 0.789                       | 0.973                         |

As  $D_a$  is an average depth of surface detention on the plot slope area, the equations for the simulated cultipacked surface with corrugations in the direction of the slope are not the equations of flow, as the flow actually took place in the corrugations.

By increasing the slope it would be expected that there would be an increase in the  $y$  intercept  $\log K_r$  and the linear relationship would move to the left, the slope  $M$  remaining constant, but, as the exponent  $M$  changes with change in slope of the plot, it is seen that the degree of turbulence doesn't remain unchanged. For fully turbulent flow  $M = 5/3$  and for laminar flow  $M = 3$ . As  $M$  in all cases but one falls between or below these values, the flow may be described as occurring in the transition range <sup>(11)</sup>. Because of this erratic nature of flow, comparisons of depth of detention at different slopes cannot easily be made. There is generally a greater depth of surface detention on the simulated cultipacked surface with corrugations across the slope than on the other two surfaces.

For the recession side of the hydrograph the relationship between surface detention and surface runoff does not exist as a function of one or the other, but is of a decay or drawdown nature as first anticipated by Horner and Jens <sup>(6)</sup>. It is expressed in the form

$D_a = D_{ai} e^{-ht}$  where;

$t$  = the time in seconds from the actual start of decreasing runoff rate.

$D_{ai}$  = Average depth of detention in inches at the time runoff rate begins to decrease.

$D_a$  = Average depth of detention in inches at time  $t$

$h$  = decay or drawdown constant.

Table 2 presents values for  $D_{ai}$ , and  $h$  for all trials.

TABLE 2

Values of  $D_{ai}$  and  $h$  in Equation  $D_a = D_{ai} e^{-ht}$ , Falling Side of Hydrograph

| Slope        | Flat surface | Sim. cult. corr. with slope | Sim. cult. corr. across slope |
|--------------|--------------|-----------------------------|-------------------------------|
| 2° $D_{ai}$  | 0.0295       | 0.0328                      | 0.0805                        |
| $h$          | 0.00984      | 0.00356                     | 0.000937                      |
| 4° $D_{ai}$  | 0.0202       | 0.0308                      | 0.0761                        |
| $h$          | 0.0151       | 0.00434                     | 0.00513                       |
| 9° $D_{ai}$  | 0.0172       | 0.0286                      | 0.0319                        |
| $h$          | 0.0114       | 0.00323                     | 0.0165                        |
| 16° $D_{ai}$ | 0.0181       | 0.0273                      | 0.0420                        |
| $h$          | 0.00808      | 0.00364                     | 0.0135                        |

The general tendency is a lower depth of detention on the falling side than on the rising side for corresponding surface runoff rates. For the recession the slope effect embodied in the decay constant does not consistently increase negatively with increase in slope as would be expected. According to the derived relationship the depth of detention is dependent partly upon the depth of detention  $D_{ai}$  at time  $t = 0$ , which in turn is dependent upon the relationship for the rising side of the hydrograph. The drawdown would then change with variations in the detention-discharge relationships for the rising side of the hydrograph, and as a result the lack of correlation of detention with slope in the rising side is carried over into the falling side of the hydrograph.

A discharge-detention relationship of the form  $D_a = Be^{dq_s}$  may also be used for the recession side of the hydrograph. Derived values of  $B$  and  $d$  are given for all trials in Table 3.

TABLE 3

Values of  $B$  and  $d$  in Equation  $D_a = Be^{dq_s}$ , Falling Side of Hydrograph

| Slope   | Flat surface | Sim. cult. corr. with slope | Sim. cult. corr. across slope |
|---------|--------------|-----------------------------|-------------------------------|
| 2° $B$  | 0.00201      | 0.0137                      | 0.0652                        |
| $d$     | 0.645        | 0.220                       | 0.0817                        |
| 4° $B$  | 0.000437     | 0.010                       | 0.0108                        |
| $d$     | 0.979        | 0.270                       | 0.496                         |
| 9° $B$  | 0.00103      | 0.013                       | 0.000273                      |
| $d$     | 0.715        | 0.209                       | 1.281                         |
| 16° $B$ | 0.00267      | 0.011                       | 0.000917                      |
| $d$     | 0.520        | 0.221                       | 0.915                         |

There is a general decrease in depth of depression storage with increase of slope as illustrated in Table 4.

TABLE 4

Values of Depression Storage in Inches for All Trials for Both Rising and Falling Sides of Hydrograph

| Slope | Stage   | Flat surface | Sim. cult. corr. with slope | Sim. cult. corr. across slope |
|-------|---------|--------------|-----------------------------|-------------------------------|
| 2°    | Rising  | 0.0371       | 0.0301                      | 0.149                         |
|       | Falling | 0.0360       | 0.0353                      | 0.150                         |
| 4°    | Rising  | 0.0378       | 0.0160                      | 0.0627                        |
|       | Falling | 0.0330       | 0.0137                      | 0.0931                        |
| 9°    | Rising  | 0.0232       | 0.0161                      | 0.0398                        |
|       | Falling | 0.0200       | 0.0030                      | 0.0330                        |
| 16°   | Rising  | 0.0177       | 0.0177                      | 0.0345                        |
|       | Falling | 0.0245       | 0.0025                      | 0.0325                        |

Greatest depths occur on the simulated cultipacked surface with corrugations across the slope, while smallest depths occur on the simulated cultipacked surface with corrugations in the direction of slope.

Summary:

Using three developed surfaces; (1) flat, (2) cultipacked, corrugations with the slope, (3) cultipacked, corrugations across the slope, and simulated rainfall, trials were carried out at 2°, 4°, 9°, and 16° slopes. Surface detention-surface runoff relationships for both rising and falling sides of the hydrograph were determined.

For rising stages, the detention-runoff relationship was found to be a power function of the form  $q_s = K_r D_a^M$ , with M in all cases but one, below or between three and five thirds, the values for laminar and turbulent flow respectively. (1,2,5). Values of M between or below these values indicated that the flow was in the transition range. Because the flow occurred in the transition range, and was of an erratic nature, no definite relationship between depth of detention and slope could be determined. The depth was generally greater on the simulated cultipacked surface with corrugations across the slope than on the other two surfaces.

For falling stages, the detention-runoff relationships were found to be of a drawdown or decay type, represented by either of the two expressions;  $D_a = D_{ai}e^{-ht}$  and  $D_a = Be_{dq_s}$ . No relationships between depth of detention and slope could be determined.

Depths of depression storage for all trials were calculated for both rising and falling stages. There was a general decrease in depth of depression storage with increase of slope. Greatest depths occurred on the simulated cultipacked surface with corrugations across the slope while smallest depths occurred on the simulated cultipacked surface with corrugations in the direction of the slope.

#### REFERENCES

- (1) HORTON, R. E. The role of infiltration in the hydrologic cycle. *Amer. Geophys. Union Trans.* p. 446, 1933.
- (2) HORTON, R. E., LEACH, H. R. and VANVLIET, R. Discussion by HORTON, R. E. Surface runoff phenomena. Pub. 101, Horton Hydrologic Laboratory, Voorheesville, N. Y. 1935.



- (3) HORTON, R. E. Surface runoff phenomena. Pub. 101 Horton Hydrologic Laboratory, Voorheesville, N. Y. 1935.
- (4) HORTON, R. E. The interpretation and application of runoff plot experiments. *Proc. Soil Sci.* v3, 1938.
- (5) HORTON, R. E. Simplified method of determining an infiltration capacity curve from an infiltrometer experiment. *Amer. Geophys. Union Trans.* 23 : 507-574, 1942.
- (6) HORNER, W. W. and JENS, S. W. Surface runoff determinations from rainfall without using coefficients. *Amer. Soc. Civil Eng.* V 107, 1942.
- (7) IZZARD, C. F. and AUGUSTINE, M. T. Preliminary report on runoff resulting from simulated rainfall on a paved plot. *Amer. Geophys. Union Trans.* Part ii, 1943.
- (8) IZZARD, C. F. The surface profile of overland flow. *Amer. Geophys. Union Trans.* Part vi, 1944.
- (9) JOHNSTONE, D. and CROSS, W. P. Elements of applied hydrology New York, The Ronald Press Co. 1949.
- (10) SMITH, H. L. Infiltration studies in the Pecos River Watershed. *Soil Sci.* V 53, 1942 (Original not available for examination; reference from, SHARP, A. L., HOLTON, H. N. and MUSGRAVE, G. W. U.S.D.A. SCS. TP. 81, June 1949).
- (11) WISLER, G. O. and BRATER, E. F. Hydrology, New York, John Wiley and Sons Inc. 1951.

# THE USE OF ELECTRONIC COMPUTING MACHINES TO PLAN THE NILE VALLEY AS A WHOLE

H.A. MORRICE, M.I.C.E. M. ASCE.  
*Irrigation Adviser to the Republic of the Sudan*

## SUMMARY

The paper starts with a brief hydrological description of the salient features of the Nile Basin. The problem to be solved is then stated. How should the Nile and its tributaries be controlled in order to provide the largest possible amount of irrigation water for the Sudan and Egypt? The proposed method of solution is by trial and error, taking advantage of the excellent hydrological records available and the ability of modern electronic computers to handle large amounts of numerical data.

The problem is reduced to its essentials and the advantages of solution by trial and error are explained. Not only is it rapid, flexible and accurate; but the engineer responsible can see all the time exactly what is happening. Although it has been found by experience that this method works well, a number of difficulties have been encountered. None has proved to be insuperable and many lessons have been learned. The most important and significant among them are described in the last part of this paper.

## INTRODUCTION.

The Main Nile is formed by the confluence of the Blue and White Niles at Khartoum some 3020 kilometres from the Mediterranean. At that point the mean annual minimum is about 370 metres above sea level. In an average year the Blue Nile supplies approximately two thirds of the discharge, and the White Nile the remaining third. The Blue Nile is a torrential river, but the White is relatively steady; consequently the proportionate division of the discharge varies greatly with the time of the year.

The effective source of the White Nile is Lake Victoria in Uganda, which covers about 67,000 square kilometres. Where it leaves this great lake the river is about 5610 kilometres from the sea at an altitude of approximately 1135 metres. After passing through the shallow waters of Lake Kyoga the main stream reaches Lake Albert, whose area is about 5600 square kilometres at an altitude of some 615 metres above the sea. The mean annual discharge between Lakes Victoria and Albert exceeds 20 milliards (thousand million) cubic metres, and the hydroelectric potential of this reach is therefore very large.

After leaving Lake Albert the main stream is a sluggish river until at Nimule it crosses the Sudan frontier some 4950 kilometres from the Mediterranean at an altitude of about 610 metres. From here on it is known as the Bahr el Jebel, and in the next 210 kilometres to Mongalla the drop is about 170 metres. For the first 150 kilometres or so there are a series of rapids, and also numerous flashy tributaries which are dry except during the rainy season.

The Bahr el Jebel has now reached the plains of the Sudan, across which it flows with an extremely flat slope. For the 765 kilometres from Mongalla to Lake No it winds sluggishly through interminable papyrus marshes, and there are no tributaries. From here onwards the main stream is known as the White Nile, and 120 kilometres downstream it receives the first of its two perennial tributaries in the Sudan—the Sobat. The town of Malakal stands on the right bank of the White Nile some 25 kilometres north of the Sobat confluence and 3830 kilometres from the sea.

# FIRST CHECK FOR DISCHARGE FROM LAKE KIOGA

F.D. 4

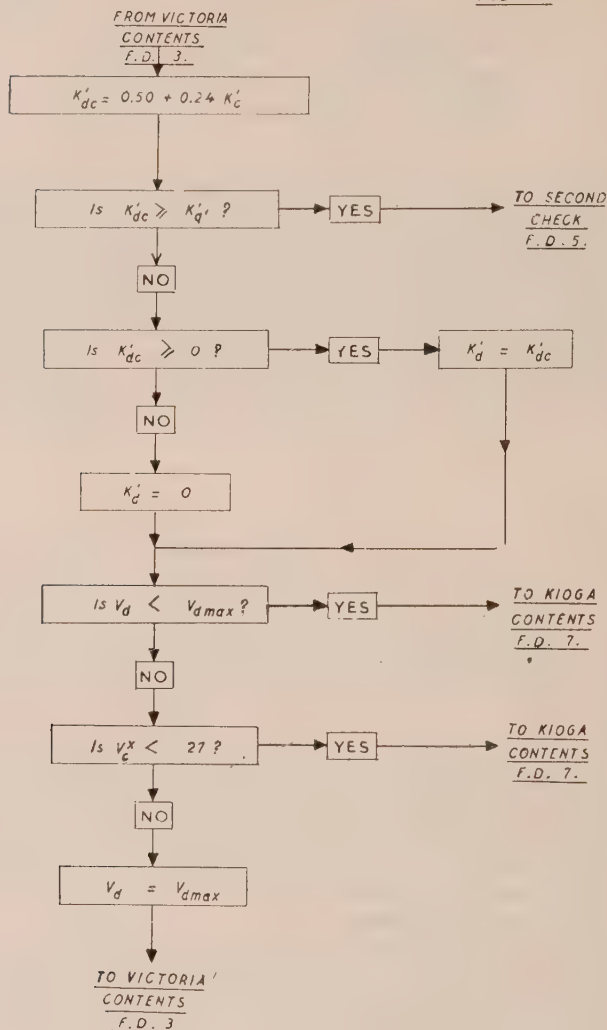


Fig. 1

Between Mongalla and the mouth of the Sobat, and especially for 600 kilometres to the south of Lake No, there are very heavy losses owing to spill from the natural channel into the papyrus marshes. Of the 27 milliard cubic metres that pass Mongalla in a normal year only 14 reach the Sobat confluence. It is owing to heavy spilling of this type that the Bahr el Ghazal, which joins the main stream at Lake No, carries a negligible discharge in spite of its large catchment. In order to reduce to reasonable proportions the heavy losses between Mongalla and Malakal, it is proposed to dig

a bypass channel to be known as the Jonglei Canal because its offtake will be at Jonglei.

The Sobat is formed by the confluence of the Baro and Pibor, and is fed from the Ethiopian plateau. In a normal year its total discharge of 13 milliards is equal to the losses between Mongalla and Malakal on the Bahr el Jebel and the White Nile. Consequently the mean annual discharge is 27 milliard cubic metres at both Mongalla and Malakal. The maximum discharge in the Sobat is 800 cumecs in a normal year, but it has been known to exceed 1200; the minimum is always small and has fallen as low as 20 cumecs. The discharge in the White Nile at Sobat Mouth does not usually vary much from 450 cumecs; exceptionally it may rise to 700 or fall to 300.

In the 810 kilometres from Malakal to Khartoum the White Nile drops only 12 metres when the river is low—from 382 to 370 metres above sea level. About 45 kilometres south of Khartoum stands the Jebel Aulia reservoir; when it is full the drop from Malakal can be as little as 6 metres in 765 kilometres. The corresponding gradient of 1 in 126,500 is believed to be one of the flattest in the world for a comparable length of river far from the sea.

The effective source of the Blue Nile is Lake Tana in Ethiopia. It has an area of about 3100 square kilometres and lies nearly 1800 metres above sea level. Some 25 kilometres after leaving this lake the river enters the great canyon which it follows for nearly 500 kilometres. In many places the river bed is more than 1500 metres below the surrounding plateau, and numerous tributaries form similar gorges. The copious summer rains of Ethiopia erode these steep-sided valleys, and this is the origin of the seasonal flood for which the Blue Nile is famous.

After flowing through Ethiopia for about 830 kilometres the Blue Nile enters the Sudan at an altitude of approximately 490 metres above sea level. On this reach the mean annual discharge increases from about 4 milliards at the lake exit to nearly 50 milliards at the frontier, and the hydro-electric potential is therefore very large. The last rapids on the Blue Nile are a few kilometres south of the town of Roseires, and here (about 110 kilometres downstream from the frontier) it is proposed to build a storage dam. Preliminary plans are ready, and work is expected to start shortly. The capacity of the reservoir will not be less than 3 milliards, and it will be situated about 3650 kilometres from the sea.

At Roseires the highest discharge ever recorded was just under 11,000 cumecs on August 24th, 1946. The new dam will be designed for 15,000 cumecs. Although the mean annual discharge at Roseires is about 50 milliards, it varies greatly from year to year; in 1913 it was only 21 milliards, but four years later it rose to 70 milliards. The lowest discharge on record was 40 cumecs in May 1914. At the Sennar Dam, which stands 270 kilometres below the Roseires site, the river regime is the same. Finished in 1925, the dam impounds nearly one milliard and commands the million-acre Gezira Irrigation Scheme—the agricultural and economic heart of the Sudan—which is now being almost doubled in size by the construction of the Managil Extension.

Between Sennar and Khartoum the Blue Nile receives on its right bank the only two important tributaries that join it in the Sudan. The Dinder, whose confluence lies about 100 kilometres below the dam, has a mean annual discharge of about 3 milliards. The Rahad, which joins the river 60 kilometres further downstream, is one third as big. Both rivers rise in the mountains of Ethiopia and so have a regime similar to that of the Blue Nile, but neither is perennial.

At Khartoum in a normal year the Blue Nile carries just over 50 milliards and the White Nile about 25. The peak of the flood usually passes the city on or near Sept. 1st. In the record year 1946 the maximum discharge was about 10,300 cumecs in the Blue Nile and over 11,000 below the confluence with the White. The Sabaloka

## SUDAN



Fig. 2

Gorge is a conspicuous feature on the Main Nile ending about 80 kilometres north of Khartoum; it is a deep cleft some 20 kilometres long and is a possible power site (though not a very good one).

The River Atbara joins the Main Nile some 320 kilometres north of Khartoum. Like the Blue Nile, it rises in Ethiopia, and so it has a similar regime. The average annual runoff is 12 milliard cubic metres; the largest discharge ever recorded was 6650 cumecs on August 13th, 1916. The Atbara normally reaches its peak discharge



a week or so before the Main Nile does. It is not a perennial river. A scheme has recently been considered for damming the Atbara at Khashm el Girba some 440 kilometres above its mouth. The object would be to irrigate about half a million acres of good land.

From Atbara to the sea the Nile receives no tributaries that carry water every year, and the contribution from the sandy wadies in spate is quite negligible. The discharge of the Main Nile is therefore a maximum immediately below the Atbara confluence. In an average year it amounts to 87 milliards. The maximum discharge ever recorded here was 13,500 cumecs on August 24th, 1946; but for heavy spill between Khartoum and Atbara this figure would have approached 15,000 cumecs. The lowest discharge ever recorded was just over 300 cumecs.

From Khartoum to Atbara the Main Nile drops only about 20 metres, but the Fifth Cataract starts some 70 kilometres further north. This is another power site where a head of 20 metres or so can probably be developed. At a point on the Fourth Cataract approximately 2270 kilometres from the sea there is an excellent dam site; it could be used either to store up to 10 millirads of water or to provide a head of some 50 metres for hydro-electric power. Minimum levels below the Fifth and Fourth Cataract dams are about 330 and 240 metres above the sea.

From the tail of the Fourth Cataract the Main Nile is usually navigable for about 350 kilometres downstream, after which there is a long series of rapids ending in the Second Cataract immediately above Wadi Halfa. On this reach the best site for a power dam is probably the Semna Gorge, 1600 kilometres from the sea, where it should be possible to develop a head of some 50 metres. This is a fine dam site with a storage capacity of 25 milliards, most of which could be used effectively as overyear storage.

The town of Wadi Halfa lies on the right bank of the Main Nile about 70 kilometres below the Semna Gorge. It is the Sudanese railhead, and is connected by river with the Egyptian railhead at Shellal (near Aswan) about 350 kilometres downstream. When the existing Aswan Dam is full the reservoir level is 121 metres above the sea. The proposed High Dam at Aswan will inundate the town of Halfa and the countryside; it has been suggested that the new reservoir level will be some 60 metres higher than the old. It would be possible for the new reservoir to impound as much as 130 milliard cubic metres.

## THE PROBLEM.

This somewhat long introduction has been necessary in order that the physical background to the problem can be understood. The problem itself is to find out how the Nile and its tributaries should be controlled in order to provide the largest possible amount of irrigation water for the Sudan and Egypt. As a first approximation the relatively small amounts of irrigation water that may be required by other riparian countries have been neglected. Because irrigation is of paramount importance to the Sudan the question of power in that country has been relegated to the background while a preliminary plan is being worked out. When that plan appears to be satisfactory, it will be adjusted so as to provide as much hydro-electric power as possible without seriously affecting the volume of irrigation water available.

The basic idea is to solve the problem by means of trial and error. We are fortunate in having an excellent series of hydrological records covering all the key points on the Nile and its tributaries for many years past. The earliest date back to the beginning of the century, and there are probably few large rivers in the world for which discharge records are available in such detail for so long a period. With the outstanding exception of the upper Blue Nile and the upper courses of some

# Diagram of the Nile Valley Plan

## THE PLAN

## ABSTRACTIONS

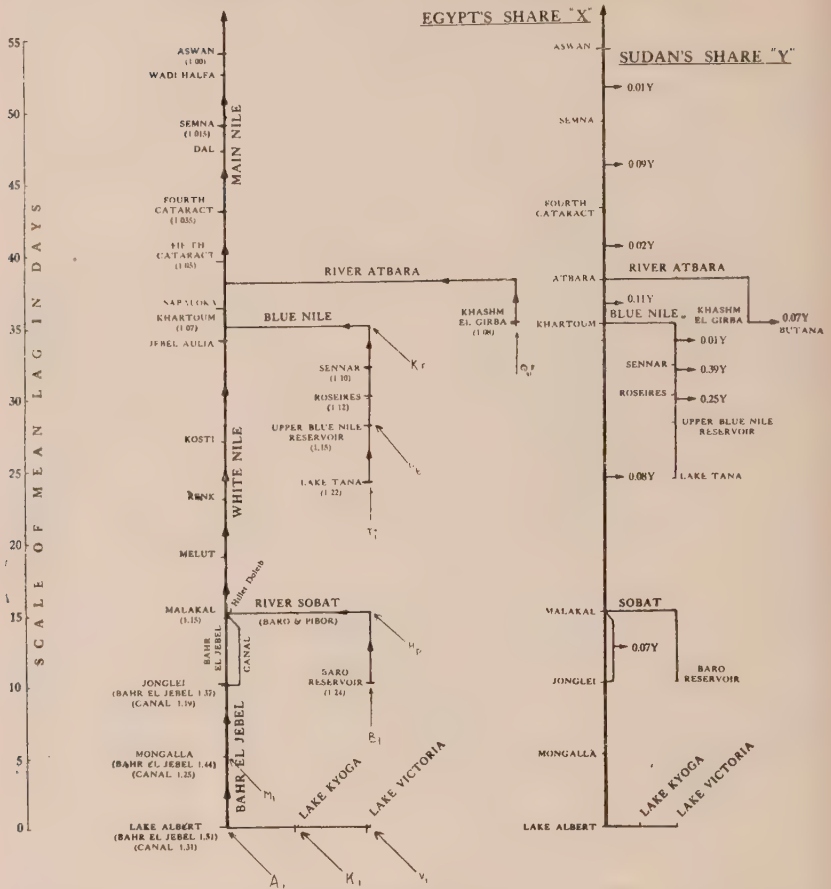


Fig. 3

Lags are given as from Lake Victoria. They are intended as suitable median values for the year deduced from varying values indicated in «Nile Basin» vol. VII, Plate 15 & Appendix V.

Inputs are:  $V_i$   $K_i$   $A_i$   $M_i$   $B_i$   $H_p$   $T_i$   $U_b$ ,  $K_r$ ,  $Q_2$

Control Points are: Lake Victoria, Lake Kyoga, Lake Albert, Jonglei, Baro Reservoir, Jubel Aulia, Lake Tana, Upper Bleu Nile Reservoir, Roseires, Semar, Sabaloka, Fifth Cataract, Fourth Cataract, Semna, Aswan.

Figures in brackets give corresponding proportions of discharges allowing for Transmission losses.

### Abstractions

Egypt's Share at Aswan is «X».

Sudan's Share at Aswan is «Y».

The proportions shown as assumed to be drawn off in the various reaches of the river allow for Transmission losses.

other tributaries, the topography of the rivers concerned is well known, and all important dam sites have been studied. In general, therefore, we know the relationship between reservoir level, volume stored, surface area and evaporation losses.

Suppose, now, that we lay down definite working arrangements for a set of dams designed to control the Nile and its tributaries. Let us also assume that certain specified quantities of water will be made available for the Sudan at various points in that country, and for Egypt at Aswan. Then, by adopting suitable assumptions about transmission losses and lag, we can make a full analysis of any period for which the hydrological records are complete. That analysis will provide details of volumes stored in all reservoirs, of discharges at all key points, and of evaporation losses. By examining the results we can get an idea of the modifications that are required, and by successive trials we can gradually approach the solution we are seeking.

The working arrangements must be such that the determination of the discharge at control points involves no element of foresight, and in this way the complete analysis of any particular set of dams is reduced to a mechanical process. The rapidity with which a final solution can be reached depends, in practice, very largely on the ingenuity with which the original working arrangements are formulated. For an engineer the great attraction of the method is that he can see clearly what is happening all the time. Only the simplest mathematical symbols intervene between him and reality.

The period chosen for analysis is the 48 years from 1905 to 1952. Contents, discharges, and losses have been calculated by months. The diagram shows the essential features of the analysis. It should be studied against the background provided by the introduction to this paper, but a brief explanation of the most important points will now be given.

The arrows indicate the inputs, which are concentrated for convenience at ten points. They are derived from our hydrological records, and are defined as the net addition to the main stream. At a lake the input is computed by subtracting the mainstream inflow (if any) from the outflow and correcting for the change in contents; it thus includes automatically the effect of evaporation. Elsewhere, the inflow is the sum of the discharges of the tributaries on the relevant reach.

These inputs form the basis of the calculation, and they are all included in a booklet published by the Ministry of Irrigation and Hydro-Electric Power at Khartoum. Almost all are derived from published sources, to which references are given. Gaps have been filled by correlation, the nearest set of reliable discharges has been selected, and a regression equation has been computed. Full details of these computations have been included in the booklet so that they can be easily checked.

The bars indicate the points where the discharge of the river is under control; this means that there is a dam and, either a reservoir or (in one case) a bypass canal. Of the reservoirs four are natural lakes (three at the source of the White Nile and Lake Tana) and eleven are artificial. Dams already exist at the exit from Lake Victoria (Owen Falls), at Jebel Aulia, and at Sennar. Egypt plans to increase greatly the capacity of the Aswan reservoir, which is at present only a little over 5 milliards. Sudan intends to build the Roseires Dam as soon as possible, and has prepared detailed plans accordingly.

The scale on the left of the diagram gives the mean lag in days from Lake Albert. It is assumed that the dams controlling Lakes Victoria and Kyoga will be so operated that the lag on this reach is zero. The lag scale is then used to convert all dates to their equivalent at Lake Victoria, which greatly simplifies the calculations. In actual fact the lag varies with the discharge, but the assumption of uniformity will not lead to cumulative errors.

The figures in brackets give the discharge at that point which is required to produce unit discharge at Aswan. They are based on a set of transmission coefficients for each reach, which have themselves been computed from mean discharges for the period under analysis. It is most important that these figures should be accurate

and self consistent, for otherwise, difficulties will arise later; we have found that, for certain purposes the figures in brackets must be computed to three places of decimals. Details of transmission coefficients are given in the booklet published by the Ministry.

The transmission coefficient for a reach is defined as the ratio of the discharge at the tail to the discharge at the head when flow is steady and there are no tributaries. It is assumed to be constant at all discharges, which is reasonably accurate provided that there is no spill over the banks. In a river with numerous tributaries complications would arise unless it was divided into relatively short reaches. This would not give rise to any difficulties of principle, but the small number of tributaries in the Nile basin certainly simplifies the problem.

There are two types of artificial reservoirs. The first is represented by Jebel Aulia, Sennar, Roseires and Khashm el Girba; it is characterized by a fixed annual cycle. All the other reservoirs fall into the second class where levels vary unpredictably from month to month and year to year. In both cases evaporation losses must be computed from reservoir areas and known rates of evaporation. All the necessary information is included in the booklet published by the Ministry.

For the reservoirs on the Baro and the Blue Nile no detailed topographical information is available, although we know that the river valleys concerned are in general favourable for the construction of storage dams. The object of our calculations, in these cases, is therefore to find out what amount of storage could usefully be employed. Evaporation losses are estimated roughly as a fixed percentage of the reservoir contents.

The right-hand part of the diagram repeats the left in outline, and shows the abstractions for irrigation in terms of 'X' and 'Y'—defined respectively as the total annual share of Egypt and the Sudan measured as at Aswan. These shares are not ; that is to say, they are measured at canal heads or at Aswan and do not include evaporation losses from reservoirs. The abstractions in the Sudan are expressed as percentages of 'Y' and it will be found that the average transmission loss between canal heads and Aswan is 10%.

In solving a problem of this size the main practical difficulty is to handle the large number of variables and the immense quantity of numerical information. If one considers the river reach by reach, the analysis is quite easy in the sense that no complicated mathematics are required. The trouble starts when we try to fit the pieces together and find that small changes in one often produce far-reaching and unpredictable effects on many of the others. For this reason the only satisfactory approach is to analyze the system as a whole and to solve by trial and error.

This is where the electronic computer comes to our rescue, for without it trial-and-error analysis of the entire Nile basin would be so laborious as to be out of the question. With an electronic computer, however, the entire picture changes. The large amount of data available becomes an advantage instead of a nightmare; a single analysis of the whole system takes minutes where it would formerly have taken as many weeks; results can be mechanically tabulated and quickly examined; and—last but by no means least—the reliability of the electronic machine greatly exceeds that of any human computer.

## FIRST RESULTS.

Work on this problem with the electronic computer has now been in progress for over a year. It is not yet finished by any means, but a solution is in sight and certain interesting results have already been obtained. The first, and perhaps the most important, of these results is that the method works and works well. It is rapid, flexible



and appears to be considerably cheaper than other possible ways of attacking the problem, such as electrical simulation or the construction of a large model.

It is perhaps worth remarking at this point that all three methods—mathematical, electrical or hydraulic—are to be regarded as ways of simulating nature. The fact that the hydraulic method uses water as its working fluid is not necessarily an advantage, and it is evident that a model on the scale required would be extremely expensive. Electrical simulation cannot be ruled out as impossible, but it would be very complicated indeed to use on such a scale. We are left with mathematical simulation as the cheapest, neatest and most flexible method.

Although it is true that first results have been satisfactory, there have been numerous difficulties to overcome. This is only to be expected when applying a method, which, so far as we know, has never previously been used on such a large scale to plan an entire river system. The rest of this paper will be devoted to a discussion of our various troubles. None of them has proved to be serious, but perhaps our experience may serve as a warning to others.

As soon as we began to formulate the problem, the great importance of a clear system of notation at once became evident. The main points about such a system are that it must be unambiguous, easy to memorize and suitable for an ordinary typewriter. In general we have found it convenient to use capital letters to represent places, with small subscripts to distinguish their various hydraulic characteristics. Thus, A means Lake Albert, A' the River Atbara and A'' Aswan. Similarly a subscript 'c' refers to the contents of a reservoir, and a subscript 'd' to the controlled discharge. We have been forced to use every distinctive letter in the Latin alphabet, often with more than one subscript and occasionally with three. For one or two symbols and constants we have been driven to using Greek letters, although they are beyond the scope of an ordinary typewriter.

To transfer ideas from the mind of the hydrological engineer to that of the mathematician in charge and through him to the machine is not as simple a matter as it may sound. The engineer must learn to formulate his ideas in a somewhat unfamiliar manner; the mathematician must try to grasp something of the physical reality behind the symbols and equations; and both must try to understand the jargon of a specialized subject with which at first they do not feel at home. For the engineer an electronic computer is merely a piece of equipment that he must learn to use. He must know in a general way what it can do and what its limitations are, but there is no more reason for him to understand its operations in detail than there is for the ordinary telephone subscriber to know how an automatic exchange works.

The bridge between the engineer and the mathematician is the Flow Diagram, of which a specimen is attached. Left to his own devices, the mathematician will probably tend to produce an immense network that covers the entire calculation on one large sheet of paper and is completely bewildering to the uninitiated. The engineer, for his part, when he comes to set down his ideas on paper, is likely to find that they are less precise than he imagined. The solution is for the mathematician to reduce his network to a series of Flow Diagrams each dealing with some convenient aspect of the calculation and together forming a coherent whole. Similarly the engineer must learn to express his ideas in the form of such diagrams.

In general a Flow Diagram consists, as can be seen, of a series of equations and questions. The equations are, of course, the essence of the matter; but we have been surprised to find that in practice the questions outnumber them. This happens because it is always necessary to provide for the occurrence of an impossible situation, by which we mean a situation in which the computed value of a discharge or reservoir content lies outside the permissible limits. These may be physical inasmuch as a discharge cannot be less than zero or the content of a reservoir greater than the local topography allows; or they may be due to other factors, such as the need



to maintain a minimum discharge for hydro-electric power or keep below a maximum in order to prevent flooding.

There is a strong temptation to omit certain questions on the ground that the impossible situation against which they guard could never in practice occur. We have found by experience that this temptation must always be resisted. No matter how improbable it may appear to be, provision must always be made against any impossible situation that can in theory occur. In a calculation of this size and complexity prediction is most hazardous, and it is surprising how often one runs into an impossible situation which seemed wildly improbable and even (at first glance) out of the question. Beware of specious arguments which depend on assuming that some particular quantity can never have a particular value, and hence seek to prove that some particular impossible situation can never in practice occur. Our experience is that it can — and will.

The process of solution consists essentially of repeatedly modifying a series of equations and checks which are summarized in a set of Flow Diagrams. The number of operations in any one analysis is large, but the number of repetitions without important changes in the program is small. This is almost the exact opposite of the usual situation in which an electronic computer is called upon to repeat a relatively small number of operations a very large number of times. The technique of programming to allow for repeated changes is not easy, and only by experience can the mathematician learn what to expect. There is a tendency for the program to become top-heavy as the result of numerous alterations, and a stage is eventually reached where it becomes unmanageably complicated. The only thing to do then is for the programmer to sit down at his desk and begin again. This will cause a delay in the work, but often the engineer will be glad of the chance to introduce new ideas and discard others which have been found unsatisfactory.

Storage reservoirs on the Main Nile (North of Khartoum) are situated in an area where the evaporation loss during the year is equivalent to a layer of water about 3 metres deep. This is believed to be one of the highest figures in the world, which is only to be expected in a region where the rainfall is negligible and the average annual temperature approaches 30° centigrade. Lake Victoria is in this respect a very great contrast; if it is used as a storage reservoir, the area will not be appreciably altered and consequently there will be no additional evaporation loss. At Lake Albert conditions are not quite so favourable, but the increased evaporation loss will be very small. These facts show the advantage of storing as much water as possible in the great Lakes and of keeping the Main Nile reservoirs as small as possible.

For hydrological reasons it is not possible to avoid storing a considerable amount of water on the Main Nile, but it is important to reduce this amount to a minimum by making the best possible use of the storage capacity of the Great Lakes. This means that the discharge in the Bahr el Jebel at Mongalla must be largely determined by the state of affairs on the Main Nile. We have not found it easy to achieve this by means of a simple algebraic equation, and we are still feeling our way towards the best solution. Our experience so far has however, shown that it is unwise to include in the equation empirical coefficients with no clear physical meaning.

It is often desirable to know the value of a variable characteristic for which a certain criterion is just satisfied, other things remaining equal. The electronic computer will give the answer quickly. To illustrate, let us suppose that for a fixed ratio of X to Y we want to find the largest value of Y that will just empty the Aswan reservoir. The machine is set to stop whenever Aswan empties but otherwise to complete its run. We start by guessing Y first too high (so that the machine completes its run) and then too low (so that it stops at the critical point) It is then a simple matter to find the required value of Y after a few trials to any desired degree of

accuracy. No results are punched until Y has been determined, after which the solution is recorded in the usual way.

As is well known, all hydraulic simulations of rivers by means of models must be proved before they are used to solve particular problems. For the same reason a mathematical simulator must be checked. This is done by drawing up a water balance for the period as a whole, for which in effect the Flow Diagrams are followed through once with a desk calculator quite independently of the electronic computer. The check is that inputs must balance outputs.

It is neither necessary nor desirable to record in full the results of every trial run, but from time to time a stage is reached when a complete record of a particular run is required. This will be printed by a mechanical tabulator using the punched cards from the computer. The standard size of paper is about 16 ½ inches by 11 and we have found it convenient to reduce photographically to foolscap size — a reduction of nearly 30% which the figures will just stand. The months are grouped in sets of six with one empty line between each set, and there is room for four years on each page. The columns are carefully arranged in logical order so that they can be easily interpreted and one page can take ten columns of figures in addition to the year and month. A complete record of one run covers about 56 pages.

There is an obvious advantage in exhibiting the results graphically. One complete set has been plotted by hand with most satisfactory results, but the job took a good draughtsman about two months. We are investigating the possibility of plotting mechanically direct from the punched cards.

Many other points of interest could be mentioned, but this paper is already long enough. It is hoped, however, that what has been written will give some idea of the nature of the work and will perhaps be of particular interest to those dealing with similar problems in the planning of large rivers.

The Nile Valley Plan has been drawn up by the Ministry of Irrigation and Hydro-Electric Power in Khartoum, and the electronic computations are being carried out on their behalf by International Business Machines (United Kingdom) Ltd. The type of machine being used is the IMB-650 which has been found to be just about large enough for the job.

# ETIAGES SURABONDANTS DE CERTAINES RIVIERES

PROF. M. PARDE

## RÉSUMÉ

La Seine ou la Saône — que certains croient incapables de pénuries graves — tombent parfois, aussi bien que la Loire, à moins de 0,5 lit/sec par km<sup>2</sup>. Le Mississipi s'abaisse à un peu moins de 1 lit/sec par km<sup>2</sup>. Le Rhône à Lyon et l'Isère, dans leurs pires étiages, ne descendent pas à 6 lit/sec par km<sup>2</sup>, soit aux six septièmes du module annuel spécifique de la Seine à Paris.

Mais les progrès des mesures hydrométriques dans le monde ont révélé des débits minima bien plus forts sur certaines rivières, même lors des sécheresses exceptionnelles : jusqu'à 50 à 75 % du module annuel dans les basaltes. Pour les calcaires, on ne connaît pas d'étiage spécifique aussi fort.

Cependant les étiages les plus inattendus pour leurs valeurs spécifiques, ainsi que pour leurs rapports aux modules, sont probablement ceux que l'on trouve dans le Moyen Congo Français, sur des affluents qui drainent des sables et des grès décomposés et entassés sur des épaisseurs de plusieurs centaines de mètres, dans les plateaux Batékés. Ces terrains forment éponge et réserve surabondante avec restitution très lente.

On observe encore des minima spécifiques imposants en soi sur certaines rivières du Chili méridional, les débits moyens annuels spécifiques de ces cours d'eau étant prodigieux. Mais ces étiages ne représentent que 15 à 20 % des débits moyens annuels. Ici les facteurs de l'abondance intrinsèque, pour les étiages sont les précipitations moyennes énormes (plus de 3 ou 4 mètres par an), et l'interposition de lacs étendus.

## Définition numérique et appréciation des étiages

On peut chiffrer les étiages ou débits très faibles des cours d'eau par diverses valeurs, d'autant plus significatives qu'elles portent sur des périodes plus longues d'observations. Les données les plus frappantes en ce qui concerne les possibilités d'affaiblissement pour une rivière sont les minima minimorum connus <sup>(1)</sup> si la période envisagée a compris selon des critères sûrs une pénurie tout à fait extraordinaire <sup>(1)</sup>. Sinon il serait souhaitable qu'on puisse déduire par le calcul les minima de probabilité 0,01, 0,001 (un tous les cent ans et tous les mille ans, selon les intervalles moyens durant des ensembles de milliers d'années successives) et même les minima de fréquences plus réduites. Outre les minima absolus notoirement exceptionnels, on doit considérer les étiages assez fréquents et cependant déjà relativement faibles, soit l'étiage caractéristique, débit dépassé en moyenne 355 jours par an <sup>(2)</sup>; ou le débit de fréquence 95 %, soit de 347 jours, plus communément retenu selon les pratiques actuelles <sup>(3)</sup>. Il est à peu près certain que d'un groupe assez court d'années (par exemple 10 ou 20 ans), à une suite très longue et ayant connu un étiage exceptionnellement bas, la différence est moindre entre les étiages caractéristiques qu'entre les minima absolus. Les valeurs du premier genre peuvent donc permettre des comparaisons géographiquement plus sûres. Cependant, ici, où nous voulons principalement

<sup>(1)</sup> Par exemple des groupes d'années comprenant 1921 pour la moitié nord-orientale de la France, et 1949 pour la moitié sud-occidentale se trouvent indiquer même si l'on compte au total seulement 5 ou 10 ans, des étiages exceptionnels.

<sup>(2)</sup> Ce n'est point la *moyenne des étiages* caractéristiques de chaque année, valeur fournie à tort par certains ouvrages, mais le chiffre plus faible excédé au total pendant autant de fois 355 jours qu'il y a eu d'années dans la période; par exemple, en 10 ans, le débit au-dessus duquel les eaux se sont tenues pendant  $10 \times 355 = 3550$  jours.

<sup>(3)</sup> En 10 ans, c'est celui qui a été dépassé 3470 jours, et non la moyenne des 10 débits 95 % de chaque année.

étudier des anomalies excessives, c'est surtout les étiages très exceptionnels que nous invoquerons; et nous raisonnerons donc sur les plus faibles chiffres connus de nous, ou sur des débits encore plus modiques jugés par nous inévitables tôt ou tard, bien que l'on n'ait point employé pour leur recherche le calcul des probabilités (<sup>1</sup>). Ainsi les chiffres dont nous disposons, bien que non rapportés à de très longues périodes identiques pour tous les bassins, ont des significations très importantes et permettent des jugements exacts dans leurs grandes lignes.

D'autre part, pour apprécier des étiages selon un critère purement hydrologique, sans égard aux conséquences pratiques pour les utilisations, on doit le moins possible se rapporter aux débits bruts, en mc.sec. : la meilleure indication comparative est fournie par les débits spécifiques, c'est-à-dire calculés en fonction de l'unité de surface réceptrice. soit en lit.sec. par km<sup>2</sup>, ou en pieds-cubes seconde (28,3 dc m<sup>3</sup>) par mille carré (2 km<sup>2</sup> 59). Il va de soi que 10 mc émanant de 1000 km<sup>2</sup>, et donc 10 lit.sec par km<sup>2</sup> représentent un étiage beaucoup plus riche que 1000 mc provenant de un million de km<sup>2</sup>, à raison de 1 lit. sec. par km<sup>2</sup>.

Cependant, un autre élément distinctif est le coefficient de débit qui exprime ici la grandeur relative des étiages par rapport aux débits moyens annuels, d'une longue période autant que possible. Admettons qu'un étiage ne représente qu'un écoulement spécifique faible (ainsi 1 lit.sec par. km<sup>2</sup>). S'il égale les deux tiers du module, ou débit moyen annuel, donc s'il offre un coefficient de débit de 0,666, on doit le regarder comme relativement très gros.

Nous userons, de ces deux notations en appréciant les étiages particulièrement surabondants.

## 2. ETIAGES FAUSSEMENT RÉPUTÉS COMME TRES HONORABLES

Mais avant d'aborder la partie positive de cet exposé, nous croyons devoir traiter autrement que par le dédain, une opinion aussi tenace que fausse et même absurde, et que récemment encore certains manuels scolaires s'obstinaient à maintenir, en dépit de tous nos avertissements et homélies. Il s'agit de l'abondance réjouissante et bienfaisante que conserveraient, grâce à la perméabilité des calcaires et à la mansuétude du climat océanique, en Europe occidentale, les étiages des rivières de plaine comme le Tamise, la Seine, et la Saône. Pour ces estimables cours d'eau, les pénuries graves seraient impossibles.

Il est bien vrai que dans la majeure partie de leurs tracés, les organismes en question ont toujours beaucoup d'eau, même aux moments des pires sécheresses. Mais c'est alors de l'eau qui coule très peu, donc de très faibles débits. Simplement les barrages éclusés, fermés sauf lors des crues, assurent de grandes profondeurs et le remplissage du lit entre berges. Ainsi lors des misères fluviales les ignorants croient, par exemple, la Saône à Lyon bien moins affaiblie que le Rhône, parce que le fleuve découvre la moitié de son lit de cailloux. Mais il débite encore 6,5 ou 7 lit.sec. par km<sup>2</sup>. La Saône, elle peut tomber au-dessous de 1 lit.sec. par km<sup>2</sup>, et même sans doute de 0,8. Il en est de même pour la Tamise vers Londres. Quant à la Seine à Paris, modèle de pondération comme chacun sait, ses étiages de 1921 et de 1949 ont peut-être amoindri son débit virtuel au-dessous de 0.6 ou 0,5 lit.sec. par km<sup>2</sup>; nous employons le terme de virtuel parce que le débit véritable, entre quais était bien moindre à cause de prélèvements artificiels divers. Et l'étiage authentique était

(<sup>1</sup>) On remarquera que depuis quelques dizaines d'années, si de nombreux chercheurs ont appliqué cette méthode à la supputation des crues de divers intervalles moyens, on l'a très peu employée pour la prévision des débits faibles de fréquence très rare. Or c'est très probablement pour eux que les extrapolations seraient les plus satisfaisantes.



peut-être seulement le quinzième du module (plus du cinquième pour le Rhône à Lyon).

### 3. GROS ÉTIAGES DUS A CERTAINS CALCAIRES ET PEUT-ÊTRE AUX GYPSES

Par contre, on ne s'abusait point en pensant qu'à l'issue de *certains* bassins calcaires (mais point à *beaucoup près de tous les bassins calcaires*), grâce à des rétentions très durables et volumineuses suivant des infiltrations abondantes, les étiages pouvaient conserver des valeurs remarquablement élevées.

Pour ce genre de terrains, les minima minimorum les plus riches que nous connaissions appartiennent à deux rivières du grand Apennin calcaire, la Nera et l'Aniene, affluents du Tibre. Pendant longtemps on a ignoré pour elles des étiages inférieurs à 12 ou 13 lit.sec. par km<sup>2</sup>. Par l'effet des sécheresses aiguës et renouvelées, funestes pour les réserves souterraines, de 1942-49, ces cours d'eau ont éprouvé des anémies plus graves. Néanmoins leurs minima naturels ne sont point tombés, semble-t-il, au-dessous de 10 lit.sec. par km<sup>2</sup> sur l'Aniene inférieur à Lunghezza, de 8 ou 9 sur la basse Néra à Macchiagrossa. C'est encore environ 0,40 puis 0,363 des modules, et l'on rappelle par comparaison que les débits moyens annuels ne dépassent point 6,8 lit.sec. par km<sup>2</sup> pour la Seine à Paris, 7,5 pour toute la Loire.

Et nous pouvons donner pour les émissaires des régions Karstiques syriennes et libanaises des chiffres bien plus remarquables ; non pour certains, en débits spécifiques absolument sûrs, à cause d'incertitudes sur les étendues des bassins réels, en partie souterrains. Et d'ailleurs tels ou tels de ces écoulements sont, en soi, pas très élevés faute de pluies abondantes à l'Est de la façade montagneuse <sup>(5)</sup> nord-sud qui domine la Méditerranée. Mais les coefficients de débits (terme qui signifie les rapports de ces débits aux modules annuels), sont pour les uns et les autres, très élevés. Ces valeurs s'appliquent à diverses rivières jaillissant toutes formées de sources vauclusiennes.

Les sources du Nahr-Sene, petit fleuve côtier de 6 kilomètres dans le Liban (au Sud de Lattakié) ont un module de 14,5 mc ou 20,7 lit.sec. par km<sup>2</sup> chiffre rien moins que médiocre. Il n'est pas sûr que les minima *extrêmes* tombent ici au-dessous de 7 ou 8 mc, soit moitié du débit moyen annuel (cela ferait encore 10 lit.sec. par km<sup>2</sup>). Puis dans le synclinal intérieur de la Bekaa la source d'Ain Zarka, véritable origine de l'Oronte, forte en moyenne de 15 ou 16 mc, soit sans doute 8 à 9 lit. sec. par km<sup>2</sup> de bassin réel, ne s'est point abaissée à moins de 8 mc. après deux années successives (1932-33) de sécheresse grave, soit encore 50% du module.

Mais il y bien mieux, pour les coefficients de débit. Dans le Djezireh Syrien, entre le Tigre et l'Euphrate, naît le Khabour alimenté pour deux tiers <sup>(6)</sup> à Ras-el-Aïn vers la frontière turque, par un groupe de sources vauclusiennes. Le module est de 40 mc. d'après de bons jaugeages, pour une surface réceptrice effective évaluée à 7200 km<sup>2</sup> (soit 5,55 lit.sec. par km<sup>2</sup>). En six mois de sécheresse à peu près totale, le

<sup>(5)</sup> Cf. ABD-EL-AL (Ibrahim) — Etudes hydrologiques sur le Moyen-Orient. Statique et Dynamique des Eaux dans les massifs calcaires libano-syriens, 20 × 27 cm, Beyrouth, 1952, 20 fig., 16 p., 4 cartes dépliantes hors texte.

ABD-EL-AL — L'originalité de l'écoulement dans les massifs calcaires libano-syriens, Deuxième Congrès Technique international, Le Caire, 20-26 mars 1949, 21 p., 4 fig. 1, carte dépliant hors-texte.

MAZLOUM (Souhbi) — Le problème de l'Eau en Syrie et au Liban, Beyrouth, 1942, 42 p. De plus, M. S. MAZLOUM a bien voulu me fournir par lettre des renseignements nouveaux et précis sur le Khabour.

<sup>(6)</sup> En outre, la rivière qui venant de Turquie apporte le troisième tiers du débit doit provenir de sources à régime aussi pondéré. De 1943 à 1950, d'après M. S. MAZLOUM le module étant 39,95 mc, les plus faibles moyennes mensuelles (avril et mai 1943) ont été 36,85 et 36,80 mc.



Khabour ne descend pas au-dessous de 35 mc, et l'on peut douter que son minimum minimorum d'un ou de plusieurs siècles soit inférieur à 32 ou 33 mc. Ce serait 80 à 82 % du module. Ici, les modalités de la circulation souterraine ont créé une régularisation supérieure à celle que donneraient des réservoirs artificiels déjà très spacieux. Et, récemment encore, nous pensions que des coefficients de débits aussi forts pour les minima extrêmes ne se rencontraient peut-être nulle part ailleurs dans le monde.

Et l'on mentionnera des émissaires de bassins non ou, sans doute guère Karstifiés. Nous signalerons les étiages très imposants de certaines rivières nivales de montagne, dans le bassin supérieur de la haute Isère, et dans le domaine tributaire de l'Arly, et plus exactement dans le réseau du Doron de Beaufort qui aboutit à l'Arly. Rappelons à ce sujet que dans les régimes nivaux ou niveaux de transition de montagne auxquels appartiennent ces cours d'eau, les étiages sont toujours très riches et ne descendent pour ainsi dire jamais dans nos Alpes du Nord, les Alpes Suisses et nos Pyrénées à moins de 6 ou 7 lit.sec. par km<sup>2</sup>. Mais pour les rivières que nous venons de citer, ou certains de leurs rameaux constitutants, on trouve mieux. Il n'est pas sûr que le minimum extrême des 50 dernières années ait été jamais moindre que 14 ou 15 lit.sec. par km<sup>2</sup> pour la haute-Isère à Tignes, ou que 9 ou 10 pour l'Isère à Moutiers, le Doron de Beaufort, l'Argentine, le Dorinet etc. Le chiffre de Tignes, surtout est insolite. Le regretté Ingénieur Suisse M. WAEBER, Hydrologue d'une grande compétence, attribuait ces hautes valeurs à l'abondance et à la lente restitution de volumes liquides emmagasinés dans les gypses qui foisonnent en ces zones. Mais nous ignorons s'il faut admettre cette explication comme définitive et complète.

#### 4. RIVIÈRES DES TERRAINS VOLCANIQUES

Pendant longtemps on a généralement cru que les terrains perméables autres que les calcaires ou les gypses ne pouvaient emmagasiner assez d'eau pour alimenter des étiages équivalents à ceux que nous venons de citer. Par exemple, nous ne connaissons point autrefois pour les rivières du Massif Central qui drainent des terrains volcaniques (Monts Dômes, Massif de Sancy, etc.) des minima sensiblement supérieurs à ceux des cours d'eau situés avant tout dans les formations cristallines. Mais M. L. SERRA, Directeur des Etudes Hydrologiques de l'ELECTRICITÉ DE FRANCE a signalé le fait d'étiages plus qu'honorables, soit de l'ordre de 10 lit.sec. par km<sup>2</sup> pour la Boralde de St. Chély, petite rivière de l'Aubrac Sud-Occidental, et tributaire du Lot supérieur (<sup>7</sup>). Déjà auparavant, étudiant avec M. J. DE BEAUREGARD le régime du Sacramento (<sup>8</sup>), en Californie septentrionale, j'avais noté pour la *Mac Cloud*, tributaire nord-oriental de ce fleuve et issu de puissants champs de lave au voisinage du Mont Shasta, un minimum minimorum de 13,5 lit.sec. par km<sup>2</sup>. Bientôt après j'ai appris des chiffres merveilleux relatifs à la Mackenzie River qui, descendant, plus au Nord de la chaîne basaltique des Cascades vient rejoindre la Willamette, affluent méridional de la Columbia inférieure. Et des études ultérieures de M. J. LOUP et de moi-même corroborées par les réponses des ingénieurs du Geological Survey à mes questions écrites m'ont confirmé l'exactitude des données en question. En 37 ans comprenant des sécheresses accentuées et prolongées, la Mackenzie n'est jamais tombée au-dessous de 25,5 lit.sec. par km<sup>2</sup>, chiffre qui égale presque 4 fois le module de la Seine à Paris

(<sup>7</sup>) Cf. SERRA (L.) — Essai d'Etude de l'influence de la nature géologique d'un bassin sur l'Ecoulement, Annuaire Hydrologique de la France, pour l'année 1947, p. 5-33, 9 fig. Voir PARDE (M.) Quelques effets modérateurs de la nature du sol sur les régimes fluviaux. Revue de géographie alpine, Grenoble, t. XXXIX, 1951 p. 279-289.

(<sup>8</sup>) DE BEAUREGARD (J.) et PARDE (M.) — Etudes hydrologiques sur le Sacramento et ses tributaires, Revue de géographie alpine, Grenoble, vol. XXXVI, 1948, p. 103-143 — 5 fig.

et vaut les cinq sixièmes du module spécifique déjà superbe de l'Isère à Grenoble. De l'autre côté de la même chaîne, dans la zone en plateau protégée contre les systèmes nuageux pluvieux du Pacifique, l'étiage record de la Metolius en 29 ans représente certainement plusieurs fois moins de lit. sec. par km<sup>2</sup>. Mais il est encore plus magnifique par son coefficient de débit, à savoir 73,5 % du module annuel global, contre 49,5 %, valeur déjà peu commune, pour la Mackenzie.

On sait que les basaltes occupent en très forte proportion les bassins de ces deux rivières. Mais leur présence et leurs étendues ne suffisent point. Il faut encore que les dites formations aient une énorme épaisseur et des vides internes très spacieux. Ceux-ci peuvent correspondre à de très nombreuses fissures. En outre on a la quasi-certitude, qu'entre les strates dures de différentes coulées, de puissantes intercalations de cendres volcaniques constituent d'immenses éponges, qui absorbent des volumes liquides très considérables et les restituent avec une extrême lenteur.

## 5. RIVIÈRES DES GRÈS ET DES SABLES

Et voici qu'à leur tour certains grès se révèlent aptes à régulariser de façon quasi-miraculeuse les régimes des cours d'eau.

Nous avons, grâce aux remarquables Etudes animées par M. J. RODIER, ingénieur en chef de la Division Hydrologique à O.R.S.T.O.M. (Office de la Recherche Scientifique et Technique d'Outre-Mer) <sup>(9)</sup>, noté de tels résultats, d'abord dans le régime du Djoué. Cet affluent du Congo inférieur draine les plateaux Batékés formés de grès rouges, dits du Kalahari, et décomposés en sable, sur des centaines de mètres d'épaisseur. Son minimum connu représente 17,6 lit. sec. par km<sup>2</sup>, ou 77 % du module. Pour la Lobaye, affluent de l'Oubangui, et la Bouenza (haut Kouilou), les coefficients minima seraient 0,55 et 0,50. Mais on trouve encore mieux que pour la Djoué sur trois voisines, la N'kényi, la Léfini et l'Alima qui aboutissent aussi directement au Congo.

En effet, le minimum connu de la Léfini (pour 12300 km<sup>2</sup>) avec 29,8 lit. sec. par km<sup>2</sup> (débit égal au module de l'Isère inférieure) a un coefficient de 0,88. Pour l'Alima le minimum de juillet 1954 — juin 1955, indique 23,5 lit. sec. par km<sup>2</sup> et 83 % du module normal, à l'issue de 20.350 km<sup>2</sup>. Et au débouché de 6250 km<sup>2</sup> sur la N'Kényi, le minimum de 170 mc jaugé en août 1954 équivaut à 27,2 lit. sec. par km<sup>2</sup>, avec un coefficient de 0,85. Certes les minima pour toutes ces rivières se rapportent à quelques années seulement. Mais d'après les allures desdits régimes, et la réduction à très peu de chose de leurs fluctuations, on doit pouvoir supposer sans crainte d'erreurs sérieuses que les minima minimorum de un ou deux siècles doivent se rapprocher sensiblement des chiffres qu'on vient d'énumérer. Et nous n'hésitons guère à avancer l<sup>o</sup> que les étiages extrêmes de la Léfini, de l'Alima et de la N'Kényi, doivent dépasser 20 lit. sec. par km<sup>2</sup> et 78 ou 80 % des modules, et que la pénurie la plus basse de la Léfini, en débit spécifique, a dû égaler ou excéder le minimum connu de la MacKenzie.

Pour apprécier plus clairement ce que signifient des valeurs de 0,80 pour les coefficients de débits, on indiquera simplement un fait :

Le Saint-Laurent dont on vante à bon droit comme peu égalable la pondération due à la traversée de lacs qui occupent environ 30 % du bassin à l'amont du Nigara Falls, puis d'Ogdensburg, semble avoir pour étiages extrêmes à peu près 0,55 du module au premier lieu, 0,65 au second. Ainsi la plus remarquable régularisation

<sup>(9)</sup> On trouve les chiffres relatifs aux phénomènes exposés ci-dessous dans les remarquables *Annuaire hydrologiques de la France d'outre-mer*. Le dernier donc paru est celui de 1954.

fluviale d'origine lacustre que nous connaissons sur le globe est en valeurs relatives bien plus incomplète que celle dont l'hydrogéologie peut être remerciée. Il est vrai que les effets de ce dernier genre ne peuvent être aussi décisifs que pour des bassins peu étendus. Aucun fleuve drainant des centaines de milliers de km<sup>2</sup> ne saurait devoir aux terrains de son domaine, une pondération comparable à celle dont le Saint-Laurent bénéficie grâce à ses grands lacs.

## 6. QUELQUES AUTRES GROS ÉTIAGES

Nous avons taché de découvrir d'autres minima minimorum, supérieurs en débits spécifiques, ou en coefficients par rapport aux modules, aux étiages stupéfiants des rivières issues des grès congolais, ou de certains basaltes nord-américains. Nous ne sommes point sûr d'avoir trouvé mieux que de telles valeurs. Cependant, de 1951 à 1955, à la Réunion, la Rivière des Marsouins n'aurait jamais débité moins de 93 lit.sec. par km<sup>2</sup> pour un module de 184. Faut-il penser que ses minima extrêmes ne tomberaient pas au-dessous de 60 à 70 lit.sec. par km<sup>2</sup>? Dans ce cas nous aurions là un petit cours d'eau (26 km<sup>2</sup>) dont la contribution la plus chétive égalerait encore *les modules* alpestres ou pyrénéens les plus prestigieux, sans que le coefficient dépasse 0,33 à 0,38. Mais rien ne nous autorise à nous convaincre que le minimum minimorum de cette rivièrette ne peut point, dans les hasards d'une longue période, s'effondrer bien au-dessous des chiffres hypothétiques susdits. Puis sous les basaltes souterraines génératrices d'étiages énormes. Mais, ou bien la place pour ces emmagasinelements liquides manque, ou bien les eaux captées par les terrains volcaniques s'enfuient souterrainement dans une proportion non discernable vers des bassins apparents limitrophes ou vers la mer. De la sorte nous ignorons si les minima minimorum, relativement médiocres <sup>(10)</sup> en comparaison avec les modules, de 23,4 et 22,4 lit.sec. par km<sup>2</sup>, traduisent fidèlement les pénuries hydrologiques réelles sur le vrai bassin récepteur, ou si ces débits ne sont point des caricatures très amoindries d'étiages virtuels dignes qu'on les qualifie de records terrestres.

Pour la Rivière des Roches (205 km<sup>2</sup>) et celle du Grand Bras son affluent (7,6 km<sup>2</sup>) dans la même île, les modules fabuleux, peut-être point sérieusement inexacts, de 274 et 287 lit.sec. par km<sup>2</sup>, indiquent des précipitations moyennes de l'ordre de 9 à 10 mètres. Il y a dans leur pléthore de quoi alimenter des réserves souterraines génératrices d'étiages énormes. Mais, ou bien la place pour ces emmagasinelements liquides manque, ou bien les eaux captées par les terrains volcaniques s'enfuient souterrainement dans une proportion non discernable vers des bassins apparents limitrophes ou vers la mer. De la sorte nous ignorons si les minima minimorum, relativement médiocres <sup>(10)</sup> en comparaison avec les modules, de 23,4 et 22,4 lit.sec. par km<sup>2</sup>, traduisent fidèlement les pénuries hydrologiques réelles sur le vrai bassin récepteur, ou si ces débits ne sont point des caricatures très amoindries d'étiages virtuels dignes qu'on les qualifie de records terrestres.

Insatisfait par cette exploration nous avons tourné notre curiosité vers d'autres rivières moins riches en modules spécifiques que les cours d'eau de la Réunion, mais déjà énormes, <sup>(10)</sup> (144 puis 124 et 78 lit.sec. par km<sup>2</sup>) et d'autant plus remarquables que les écoulements considérés s'entendent pour 1984 km<sup>2</sup> (Rio Petrohue) 3690 km<sup>2</sup> (Rio Traftun) et 8831 km<sup>2</sup> (Rio Puelo). Ces organismes fluviaux coulent dans le Chili Méridional <sup>(11)</sup>, sur l'étroite façade située entre les Andes, abaissées à ces latitudes, et la Côte du Pacifique. Le fait que les stations considérées se trouvent toutes à l'aval de lacs dont certains très étendus, implique sans doute possible un renforcement des étiages. Or, les valeurs que nous possédons, à savoir, 20,4, puis

<sup>(10)</sup> Il n'est pas certain ni même probable que dans les parties supérieures de ces bassins, certains modules atteignent les chiffres trouvés à la Réunion. Mais pour les surfaces relativement grandes intéressées, l'abondance des dites rivières est prodigieuse.

<sup>(11)</sup> Les chiffres ici examinés nous ont été communiqués très aimablement par l'Endesa (Empresa nacional de Electricidad) du Chili.

19,7 et 16,7 lit.sec. par km<sup>2</sup> sont certes très imposantes en soi. Elles dépassent les modules spécifiques du Tarn, du Lot, de la Dordogne, de la Saône (tous au moins doubles de ceux de la Seine) à la fin de leurs cours. Mais en comparaison des modules exorbitants que l'on a vus pour lesdites rivières chiliennes, ces étiages ne signifient pas une pondération très marquée. En effet leurs coefficients sont non point faibles, mais relativement modestes (0,140. 0,159, 0,215).

## CONCLUSION

### a) *Etiages les plus surabondants concevables*

Cependant, d'autres bassins chiliens d'étendues comparables doivent émettre des modules de grandeurs analogues. Et l'on trouve des abondances fluviales moyennes aussi démesurées ou encore très fortes sur la façade montagneuse des Etats-Unis et du Canada, vers le Pacifique (au Nord de la Californie), puis dans l'Île Sud de la Nouvelle Zélande, au Nord-Ouest, et encore au voisinage de la mer en Norvège, puis dans certaines zones intertropicales soumises à des pluies annuelles extrêmement riches <sup>(12)</sup>. Certes la majeure partie des régions ainsi drainées par des rivières pléthoriques semble constituée en terrains trop imperméables pour loger des réserves hydriques énormes et lentement vidées. Cependant, il ne nous paraît pas impossible que dans ce vaste ensemble, il y ait des zones calcaires, basaltiques ou grés-sableuses d'où sourdraient à l'issue de bassins déjà assez grands : 5000 à 10000 km<sup>2</sup> par exemple. des minima minimorum supérieurs de beaucoup à ceux de l'Alima, de la Léfini, de la Mackenzie. Nous ne voyons aucune raison pour exclure l'hypothèse d'étiages représentant là 60 à 80% de modules, dépassant, ou atteignant 60 à 70 lit.sec. par km<sup>2</sup>. Dans ces cas on aurait des étiages extrêmes pas inférieurs à 36 ou même à 56 lit.sec. par km<sup>2</sup>. Et si des surfaces réceptrices plus petites mais pourvues d'immenses possibilités d'emménagement interne peuvent de même ne pas éprouver des étiages inférieurs à 60 ou 80 % de modules égaux ou supérieurs à 100 lit.sec. par km<sup>2</sup>, il s'ensuivrait des minima minimorum de 60 à 80 lit.sec. par km<sup>2</sup> ou plus.

Naguère les jeux de l'esprit qui nous font envisager des possibilités semblables nous eussent paru presque insensés. Maintenant nous concevons, sans trembler pour notre audace, que les valeurs ci-dessus imaginées, à savoir des minima extrêmes de 60 lit.sec. par km<sup>2</sup> pour 1000 km<sup>2</sup> et de 40 pour 5000 à 10000 km<sup>2</sup> se réalisent quelque part sur la terre. Et même le chiffre fabuleux de 80 ne serait pas entièrement impossible, après tout, si les réserves souterraines étaient assez spacieuses, et accessibles à une infiltration assez intensive pour que les excédents pluvieux les rejoignent et les engraisent, au lieu de ruisseler sur une sol gorgé d'eau.

De toutes façons des étiages nettement plus abondants que les valeurs les plus exceptionnelles constatées jusqu'à présent doivent se manifester sur notre globe. Notre seule incertitude concerne les chiffres supérieurs de leurs débits spécifiques.

### b) *Impossibilité d'évaluations a priori d'après la seule nature des terrains*

Mais on ne saurait trop insister sur le fait que si les minima surabondants émanent de bassins calcaires, volcaniques (surtout de basaltes alternant avec des lits de cendres) et grés-sableux, on risquerait les erreurs les plus graves en attribuant aux rivières desdits terrains, partout, des étiages nécessairement très forts, sinon proches des records. Selon la texture interne, les pentes des strates, le nombre et l'ouverture des diaclases, le volume des cavités, ou des éponges terreuses internes,

<sup>(12)</sup> Cf. PARDE (M.) Sur quelques rivières d'une abondance spécifique énorme, Publication n° 42, de l'Ass. Int. d'Hydrologie Scientifique, Symposia Darcy, Dijon, 20-26 Septembre 1956, tome VI, p. 184-190.



l'état de décomposition pour les grès et d'autres facteurs, les formations considérées peuvent donner sous les mêmes climats, des gammes de minima spécifiques extrêmement divers, y compris des valeurs très faibles sur maints cours d'eau. Par exemple, les étiages venus des calcaires peuvent tomber à moins de 2 lit.sec. par km<sup>2</sup> (Ain) ou de 1 lit.sec. par km<sup>2</sup> (Doubs à Besançon et à Neublans).

Les émissaires occidentaux des Monts des Cascades ont des minima spécifiques très inégaux, au sortir de leurs basaltes. Et nous avons vu que les régions volcaniques de notre Massif Central donnent naissance à des rivières dont beaucoup peuvent descendre très bas. Par exemple, en 1949, la Maronne et la Cère sont tombées bien au-dessous de 1 lit.sec. par km<sup>2</sup>. Et la diversité, pour les pénuries des rivières des grès doit être à peu près aussi déconcertante. En ce domaine, comme pour les autres genres de débits, les incertitudes relatives aux effets de la nature de terrains donnés sur les régimes fluviaux, sont une plaie peu guérissable de l'Hydrologie fluviale. Nous voulons dire que les seules connaissances relatives à la nature pétrographique des terrains, sans mesures des débits émissaires en des circonstances typiques, ne permettent point d'établir des formules à priori qui indiqueraient les crues et les étiages possibles sous telles ou telles vicissitudes du climat. Même de très bons hydrogéologues tenant compte des épaisseurs, des pentes, des strates, des degrés d'évolution etc. peuvent échouer, nous le craignons, dans ces tentatives. Bref la constatation préalable de certains effets révélateurs est presque toujours nécessaire à la compréhension des causes. Alors seulement on a des bases solides dont on peut espérer que les extrapolations seront valables.

#### c) Comparaisons diverses

Pour apprécier les chiffres que nous avons énumérés et commentés, il est utile de faire quelques comparaisons avec des phénomènes de même genre mais contraires, nous voulons dire avec des étiages minimes. On se rappellera que les étiages du Niger à Koulikoro sont bien misérables, puisque très inférieurs <sup>(13)</sup> à 0,575 lit.sec. par km<sup>2</sup>; et que le bas Sénégal à Bakel s'assèche pratiquement (0,0013 pour le coefficient mensuel global le plus bas). Ou encore si l'on compare des débits bruts, l'étiage extrême, soi-disant catastrophique, du Rhône à Beaucaire, en octobre-novembre 1921, à savoir 400 mc pour 95.000 km<sup>2</sup>, dépassait de beaucoup les minima bruts, en mc.sec. totalisés, de tous les autres cours d'eau français (Rhin non compris); et il excédait encore *le module* du Murray australien qui draine un million de km<sup>2</sup>. Cependant, notre fleuve ne débitait alors guère plus de 4 lit.sec. par km<sup>2</sup>.

Maints cours d'eau voisins des régions subarides, sans avoir des modules spécialement faibles perdent tout écoulement superficiel pendant des semaines ou des mois chaque année. Mais on remarquera encore plus les rivières susceptibles de tomber à zéro, point régulièrement, et, d'autre part de rouler des crues d'une puissance à peine croyable. Un des débits maxima les plus exorbitants que nous connaissions avec une approximation suffisante, celui de la Pedernales, au Texas, le 11 septembre 1952, à savoir 12500 mc pour 2450 km<sup>2</sup> a succédé à un assèchement total encore effectif 19 heures avant la pointe de la crue. Et dans la même région, la San Gabriel et la West Nueces qui eurent des gonflements encore plus fabuleux le 10 septembre 1921 et le 14 juin 1935 peuvent également tomber à zéro <sup>(14)</sup>.

Mais si la constatation de tels excès fluviaux possibles sur la terre produit réellement un choc mental, on reste aussi abasourdi par les degrés de pondération que l'emménagement dans certains terrains peut conférer à l'hydrologie de rivières privilégiées.

<sup>(13)</sup> 0,575 lit/sec par km<sup>2</sup> représentent la moyenne mensuelle *globale* la plus faible pour 47 ans.

<sup>(14)</sup> Même possibilité dans le Kansas pour la Rivière Neosho, dans laquelle on a *jaugeé* directement, le 14 juillet 1951, 11600 mc.



# THE FORM OF THE INSTANTANEOUS UNIT HYDROGRAPH

J. E. NASH

*Hydraulics Research Station, Wallingford, England*

## SUMMARY

An equation is derived for the instantaneous unit hydrograph by assuming that the operation performed by the catchment on the effective rainfall is analogous to that performed by routing through a series of linear reservoirs. A method by which the «best fit» instantaneous unit hydrograph of this form can be derived from a complex flood is demonstrated.

## INTRODUCTION

One of the difficulties in obtaining correlations between unit hydrographs and the characteristics of the catchments for which they were derived is the difficulty of expressing the unit hydrograph by the values of one or two parameters. A frequent choice is the peak value of the unit hydrograph of a stated duration (usually the instantaneous unit hydrograph). The obvious disadvantage of this parameter is that the correlation obtained will furnish only the peak of the unit hydrograph of the same period when applied to a catchment whose characteristics are known. A further difficulty is that in preparing the correlation unit hydrographs must be obtained for the chosen period, unless the period itself be taken as an independent variable. Theoretically unit hydrographs of any period can be derived from any given unit hydrograph but the practical difficulty of obtaining a short period unit hydrograph from a long period one is only too well known. This difficulty is due to the fact that small errors in the given unit hydrograph can cause «hunting» which may result in a very distorted shape in the derived short period unit hydrograph. The application of the method of moments or other statistical methods, in itself, will not help. Unless the shape of the short period unit hydrograph is itself restricted in some way any such method will only get closer and closer to the mathematically derived unit hydrograph the more perfect the method is. This problem is also the problem of deriving a short period unit hydrograph from a complex flood. The more perfect the method the more distorted the resulting short period unit hydrograph. In practise a restraint is often imposed on the unit hydrograph shape by smoothing out irregularities as the unit hydrograph is being derived. However, this is an unwieldy and subjective process.

The purpose of this paper is to show that a general equation, for the instantaneous unit hydrograph, containing two parameters, and of sufficient flexibility to permit the close approximation of any empirically derived instantaneous unit hydrograph can be found.

The equation is derived by assuming that the operation performed by the catchment on an instantaneous rainfall is equivalent to a succession of routings through linear storage (1).

The form of the equation is such that the method of moments can be applied to find the «best fit» values of the two parameters even when given only a complex flood.

# Notation:

|       |  |                         |
|-------|--|-------------------------|
| $v$   | = volume of unit hydrograph                | ft <sup>3</sup> hrs/sec |
| $u$   | = the ordinate of the unit hydrograph      | ft <sup>3</sup> /sec    |
| $t$   | = time                                     | hours                   |
| $k$   | = a parameter having the dimension of time |                         |
| $n$   | = a numerical parameter                    |                         |
| $s$   | = storage                                  | ft <sup>3</sup> hrs/sec |
| $Q$   | = discharge                                | ft <sup>3</sup> /sec    |
| $I$   | = inflow                                   | ft <sup>3</sup> /sec    |
| S.R   | = storm runoff                             | ft <sup>3</sup> /sec    |
| $i$   | = effective rainfall                       | ft <sup>3</sup> /sec    |
| $M_m$ | = the $m^{th}$ moment about the origin.    |                         |

To derive an equation for the instantaneous unit hydrograph we assume that any catchment may be replaced by a series of  $n$  reservoirs each having the storage characteristic  $s = k Q$  the outflow from one reservoir becoming the inflow to the next. When the instantaneous inflow  $v$  takes place to the first reservoir its level is raised by an amount sufficient to accommodate the increased storage and the discharge rises instantaneously from zero to  $v/k$  and diminishes with time according to the equation.

$$Q_1 = \frac{v}{k} e^{-t/k} \quad (1)$$

$Q_1$  becomes the inflow  $I$  to the second reservoir and we get (2) an outflow

$$\begin{aligned} Q_2 &= \frac{1}{k} e^{-t/k} \int e^{t/k} I dt \\ &= \frac{1}{k} e^{-t/k} \int e^{t/k} \frac{v}{k} e^{-t/k} dt \\ &= \frac{v}{k^2} e^{-t/k} t \end{aligned} \quad (2)$$

(the constant of integration is zero if we take  $Q = 0$  when  $t = 0$ ). Similarly successive routing shows that the outflow from the  $n^{th}$  reservoir is given by:

$$Q_n = \frac{v}{k} e^{-t/k} (t/k)^{n-1} / (n-1)! \quad (3)$$

This equation is suggested as the general equation of all instantaneous unit hydrographs. To allow of fractional values of  $n$  the factorial is replaced by the equivalent gamma function hence:

$$u = \frac{v}{k \Gamma(n)} e^{-t/k} (t/k)^{n-1} \quad (3a)$$

This equation in a slightly different form was suggested by Edson (3) on different considerations. The curve has the familiar shape of all short period unit hydrographs. It is shown plotted for different values of  $n$  and  $k$  in figure 1.  $k$  is chosen in each case to produce unit hydrographs of equal peaks.

In order to fit the equation to an empirically derived instantaneous unit hydrograph we shall use the method of moments. As there are two parameters in the equation ( $n$  and  $k$ ) we must calculate the first and second moments of the curve described by equation 3a.

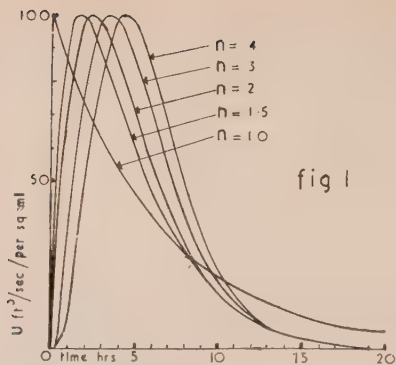


fig 1

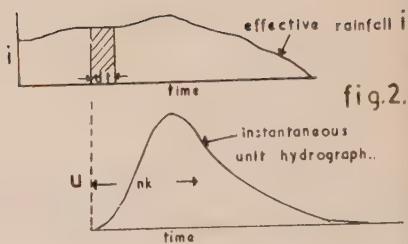


fig.2.

The  $m^{\text{th}}$  moment about the origin ( $M_m$ )

$$\begin{aligned}
 u &= \frac{v}{k \Gamma(n)} e^{-t/k} (t/k)^{n-1} \\
 M_m &= \frac{1}{k \Gamma(n)} \int_0^{\infty} e^{-t/k} (t/k)^{n-1} t^m dt \\
 &= \frac{k^m}{\Gamma(n)} \int_0^{\infty} e^{-t/k} (t/k)^{n-1} (t/k)^m d(t/k) \\
 &= \frac{k^m}{\Gamma(n)} \int_0^{\infty} e^{-x} x^{n+m-1} dx = \frac{k^m}{\Gamma(n)} \Gamma(n+m)
 \end{aligned}$$

$$\text{when } \left. \begin{array}{ll} m=1 & \text{1st moment} = nk \\ m=2 & \text{2nd moment} = n(n+1)k^2 \end{array} \right\} \quad (4)$$

Equation 4 may be used to obtain the best fit values of  $n$  and  $k$  for any empirically derived instantaneous unit hydrograph. We shall now discuss how the instantaneous unit hydrograph of best fit, assuming the form of equation 3a can be obtained from the records of effective rainfall and storm runoff for any complex flood.

#### Derivation of Instantaneous Unit Hydrograph

In figure 2 we have an inflow plotted as a function of time. The effect of routing through a series of linear reservoirs is to replace each elementary block  $idt$  by an elementary outflow  $\frac{idt}{k \Gamma(n)} e^{-t/k} (t/k)^{n-1}$  consequently as we have seen the centre of area of each elementary block is moved to the right an amount  $nk$ , and the centre of area of the total outflow is also moved to the right an amount  $nk$

$$\begin{aligned}
 \dots nk &= M_1 \text{ S.R.} - M_1 i \\
 nk &= \text{difference between the first moments of storm runoff and of effective rainfall.}
 \end{aligned} \quad (5)$$

#### The 2nd moment

Each elementary strip of figure 2 will give rise to an elementary outflow whose 2nd moment about its own origin is  $n(n+1)k^2$  by equation 4.

Weighting the 2nd moments of each routed strip with the area of each strip and transferring moments to the origin (i.e. the beginning of effective rainfall) we get:

$$\begin{aligned}
 M_2 \text{ S.R.} &= \frac{1}{\int_0^\infty i dt} \left[ n(n+1) k^2 \int_0^\infty i dt - n^2 k^2 \int_0^\infty i dt + \int_0^\infty i(t + nk)^2 dt \right] \\
 &= \frac{1}{\int_0^\infty i dt} \left[ n(n+1) k^2 \int_0^\infty i dt - n^2 k^2 \int_0^\infty i dt + \int_0^\infty (i t^2 + 2nkt i + n^2 k^2 i) dt \right] \\
 &= n(n+1) k^2 - n^2 k^2 + n^2 k^2 + \frac{1}{\int_0^\infty i dt} \int_0^\infty i t^2 dt + \frac{2nk}{\int_0^\infty i dt} \int_0^\infty i t dt \\
 &= n(n+1) k^2 + M_2 i + 2nk M_i i \\
 n(n+1) k^2 &= M_2 \text{ S.R.} - M_2 i - 2nk M_i i \quad (6)
 \end{aligned}$$

Equations 5 and 6 enable us to calculate  $n$  and  $k$  for any catchment from any record of effective rainfall and storm runoff and consequently to derive the instantaneous unit hydrograph of best fit assuming only that it can be described by an equation of the form of 3a.

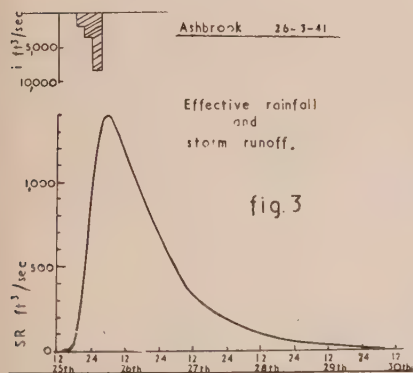


fig. 3

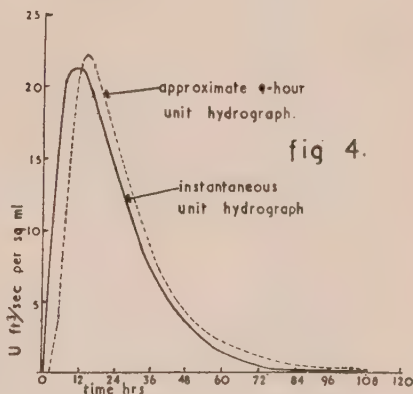


fig. 4.

Figure 3 shows a plot of storm runoff and effective rainfall. The latter consists of three 3 hour blocks of different intensities. The subsequent analysis would not be materially changed no matter how complicated the pattern of effective rainfall. The reason for choosing a comparatively short storm is, that as the determination of losses is rather uncertain, we can never be sure of the exact distribution in time of our effective rainfall. In a short storm this is not so important, as the resulting storm runoff will not be seriously affected by the distribution of the effective rainfall within the short period of the total duration of the storm. Consequently in determining the instantaneous unit hydrograph for a complex storm errors due to incor-



rect determination of the time distribution of rainfall losses will be minimized by confining attention to short storms.

This limitation in no way arises from the method of unit hydrograph analysis presented here but is required solely to ensure the accuracy of our basic data viz: the records of effective rainfall and storm runoff. Table 1 shows the calculation of the required 1st and 2nd moments. Columns 1, 2 and 3 are self explanatory, column 4 ( $\Delta$  S.R) gives the volume of storm runoff in each interval. It is expressed in  $ft^3/sec \times 3$  hours and is obtained by taking the mean of S.R ordinates (column 3) at the beginning and end of each interval. Column 5 gives the effective rainfall in each interval also in  $ft^3/sec \times 3$  hours. Column 6 gives twice the time from the beginning of effective rainfall to the centre of each 3 hour interval, expressed in units of 3 hours. Twice the time is used in order to avoid fractional values. Columns 7, 8, 9, 10 give the products required in calculating the 1st and 2nd moments of the effective rainfall and the storm runoff. The 1st and 2nd moments of the effective rainfall are calculated by dividing the sums of columns 8 and 10, by the sum of column 5. Similarly the 1st and 2nd moments of the storm runoff are obtained by dividing the sums of columns 7 and 9 by the sum of column 4. To express the 1st and 2nd moments in hours and hours squared respectively all first moments are multiplied by 3/2 and all second moments by 9/4.

Applying equations 5 and 6 we get.

$$nk = 28.5 - 5.9 = 22.6$$

$$n(n+1)k^2 = 1160 - 40 - 366 = 754$$

from which  $n = 2.1$  and  $k = 10.8$  hours

Figure 4 shows the instantaneous unit hydrograph described by  $n = 2.1$ ,  $k = 10.8$  hrs. For comparison the 9 hour unit hydrograph obtained by assuming the effective rainfall in figure 1 to have been uniformly distributed throughout the 9 hours is also shown. It will be noted that the 9 hour unit hydrograph has a peak greater than that of the instantaneous unit hydrograph. The cause of this discrepancy is that the method of moments tends to give more significance to the extremities of a distribution than to the centre and consequently the best fit obtained is more in error near the peak than at the extremities. This is rather unfortunate; it can be overcome by using a different fitting method (e.g. least squares) but the labour involved is much greater.

## REFERENCES

- (1) MASAMI SUGAWARA and FUMIYUKI MARUYAMA. A method of prevision of the river discharge by means of a rainfall model. Symposia Darcy Dijon 1956, vol. 3, p. 71-76.
- (2) J. E. NASH and J. P. FARRELL. A graphical solution of the flood routing equation for linear storage-discharge relation. *Trans. A. G. U.* April 1955, Vol. 36, No. 2, p. 319-320.
- (3) Charles GRANT EDSON. Parameters for relating Unit Hydrographs to watershed characteristics. *Trans. A. G. U.* August 1951, Vol. 32, No. 4, p. 391-396.

TABLE 1

| ASHBROOK |      |   | Date of flood. 26-3-41.  |   |                   |               |              |                             |                                  |
|----------|------|---|--|---|-------------------|---------------|--------------|-----------------------------|----------------------------------|
| Date     | Time | S.R.<br><i>ft</i> <sup>3</sup> / <i>sec</i> | $\Delta$ S.R.<br><i>ft</i> <sup>3</sup> / <i>sec</i> $\times$ 3 <i>hrs</i> | <i>i</i><br><i>ft</i> <sup>3</sup> / <i>sec</i> $\times$ 3 <i>hrs</i> | 2 <i>x</i><br>HRS | 2 <i>x</i> SR | 2 <i>x i</i> | 4 <i>x</i> <sup>2</sup> S.R | 4 <i>x</i> <sup>2</sup> <i>i</i> |
| (1)      | (2)  | (3)   | (4)  | (5)   | (6)               | (7)           | (8)          | (9)                         | (10)                             |
| 26th     | 15   | 0   | 15   | 1829  | 1                 | 15            | 1829         | 15                          | 1829                             |
|          | 18   | 30  | 185  | 3530  | 3                 | 555           | 10590        | 1665                        | 31770                            |
|          | 21   | 340   | 660  | 8330  | 5                 | 3300          | 41650        | 16500                       | 208250                           |
|          | 24   | 980   | 1150   |   | 7                 | 8050          |              | 56350                       |                                  |
|          | 3    | 1320  | 1355   |   | 9                 | 12195         |              | 109755                      |                                  |
|          | 6    | 1390  | 1335   |   | 11                | 14685         |              | 161535                      |                                  |
|          | 9    | 1280  | 1220   |   | 13                | 15860         |              | 206180                      |                                  |
| 27th     | 12   | 1160  | 1100   |   | 15                | 16500         |              | 247500                      |                                  |
|          | 15   | 1040  | 975  |   | 17                | 16575         |              | 281775                      |                                  |
|          | 18   | 910   | 850  |   | 19                | 16150         |              | 306850                      |                                  |
|          | 21   | 790   | 735  |   | 21                | 15435         |              | 324135                      |                                  |
|          | 24   | 680   | 630  |   | 23                | 14490         |              | 333270                      |                                  |
|          | 3    | 580   | 530  |   | 25                | 13250         |              | 331250                      |                                  |
|          | 6    | 480   | 435  |   | 27                | 11745         |              | 317115                      |                                  |
| 28th     | 9    | 390   | 355  |   | 29                | 10295         |              | 298555                      |                                  |
|          | 12   | 320   | 300  |   | 31                | 9300          |              | 288300                      |                                  |
|          | 15   | 280   | 260  |   | 33                | 8580          |              | 283140                      |                                  |
|          | 18   | 240   | 225  |   | 35                | 7875          |              | 275625                      |                                  |
|          | 21   | 210   | 195  |   | 37                | 7215          |              | 266955                      |                                  |
|          | 24   | 180   | 167  |   | 39                | 6513          |              | 254007                      |                                  |
|          | 3    | 155   | 145  |   | 41                | 5945          |              | 243745                      |                                  |
| 29th     | 6    | 135   | 125  |   | 43                | 5375          |              | 231125                      |                                  |
|          | 9    | 115   | 108  |   | 45                | 4860          |              | 218700                      |                                  |
|          | 12   | 100   | 92   |   | 47                | 4324          |              | 203228                      |                                  |
|          | 15   | 85  | 80   |   | 49                | 3920          |              | 192080                      |                                  |
|          | 18   | 70  | 70   |   | 51                | 3570          |              | 182070                      |                                  |
|          | 21   | 65  | 62   |   | 53                | 3286          |              | 174158                      |                                  |
|          | 24   | 60  | 57   |   | 55                | 3135          |              | 172425                      |                                  |
| 30th     | 3    | 55  | 52   |   | 57                | 2964          |              | 168948                      |                                  |
|          | 6    | 50  | 48   |   | 59                | 2832          |              | 167088                      |                                  |
|          | 9    | 45  | 42   |   | 61                | 2562          |              | 156282                      |                                  |
|          | 12   | 40  | 37   |   | 63                | 2331          |              | 146853                      |                                  |
|          | 15   | 35  | 33   |   | 65                | 2145          |              | 139425                      |                                  |
|          | 18   | 30  | 28   |   | 67                | 1876          |              | 125692                      |                                  |
|          | 21   | 25  | 20   |   | 69                | 1380          |              | 95220                       |                                  |
| 31st     | 24   | 15  | 10   |   | 71                | 710           |              | 50410                       |                                  |
|          | 3    | 5   | 3  |   | 73                | 219           |              | 15987                       |                                  |
|          | 6    | 0   |  |   |                   |               |              |                             |                                  |
| Totals   |      |   | 13689  | 13689   | //////            | 260017        | 54069        | 7043913                     | 241849                           |
|          |      |   |  |   |                   | 28.5          | 5.9          | 1160                        | 39.8                             |
|          |      |   |  |   |                   | 1st MSR       | 1st Mi       | 2nd MSR                     | 2nd Mi                           |

## DISCUSSION

This paper is a valuable contribution to the problem of finding an objective system for the derivation of unit hydrographs. This discussion is concerned with two points (i) the assumption that a satisfactory instantaneous unit hydrograph can be produced by routing the instantaneous rainfall through a succession of equal linear storages; (ii) the use of moments to find the lag of a complex hydrograph which is also the lag of the instantaneous unit hydrograph.

The author's assumption of a hydrograph produced by successive equal storages is not attractive from a physical viewpoint. The element of translation has been eliminated from the picture and the distribution of the run-off in time based on storage alone. The writer would prefer the assumption of a triangular inflow of base  $T$  routed through a linear storage of delay time  $K$ . The latter assumption has been discussed by O'Kelly (reference 4), by the author (reference 5) and by the writer (reference 6). It is physically more reasonable, is satisfactory empirically and is mathematically more convenient.

The author's use of moments to determine the lag of the instantaneous unit hydrograph is new to the present writer and is a most valuable suggestion. It can be applied to the unit hydrograph based on triangular inflow since in this case

$$L = \frac{T}{2} + K$$

compared with

$$L = nK$$

in the author's methods. It can be shown that for the unit hydrograph based on triangular inflow the relationship

$$q_p \cdot L = V$$

is true within the limits of accuracy required. For  $T < K$  the error is less than 1% and  $T > K$  the error is less than 4%. Thus for any catchment the derivation of the lag as suggested by the author is sufficient to determine the peak of the unit hydrograph no matter what the value of  $T/K$  may be. The relation of  $T$  to  $K$  is only significant in relation to the timing of the peak of the unit hydrograph. To the same degree of accuracy as given above, we can also prove

$$tp = \frac{T}{2} \left( 1 + \frac{K}{L} \right)$$

or

$$\frac{tp}{L} = 1 - \frac{K^2}{L^2}$$

The application of these formulae to the author's example results as follows. The lag can be calculated by first moments as in paper to give

$$L = 22.6 \text{ hours.}$$

$$q_p = \frac{V}{L}$$

$$= \frac{645}{22.6} \text{ cusecs/sq. mile.}$$

$$= 28.6 \text{ cusecs/sq. mile.}$$

An examination of the recession of the storm as tabulated in Table 1 indicates a  $K$  value of 20 hours and hence  $T$  value of 5 hours. Figure 5 shows the instantaneous and the 9-hour unit hydrographs for these values of  $K$  &  $T$ . The agreement with the approximate 9-hour unit hydrograph is better than that obtained by the author's method of successive reservoir routing. The 9-hour hydrograph based on triangular inflow peaking at 25 cusecs/sq. mile and 12 hours.

### 4. J. J. O'KELLY.

«The employment of unit hydrographs to determine the flow of Irish Arterial Drainage and Channels».

Institution of Civil Engineers Proceedings, August 1955.

### 5. J. E. NASH.

«The relation of streamflow to rainfall». M. E. Thesis.

University College, Galway, 1955.

### 6. J. C. I. DOOGUE.

«Synthetic Unit Hydrographs based on triangular inflow». M. S. Thesis.

State University of Iowa, 1956.

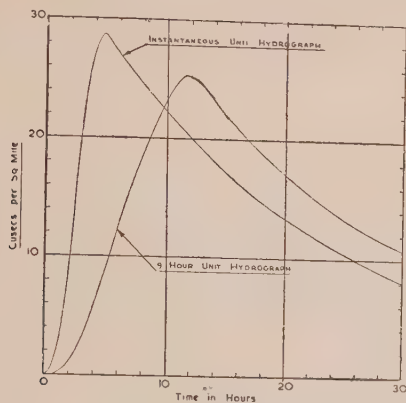


Fig. 5

## DISCUSSION

### AUTHOR'S CLOSURE

The author is very grateful to Dooge for his suggestions on the use of the method to determine the parameters  $T$  and  $K$  of the routed triangular inflow. This method is described by Dooge as being «physically more reasonable... satisfactory empirically and mathematically more convenient». The author fully agrees that these three criteria are the important ones but is not convinced that the routed triangle satisfies the criteria better than the successive routing. While there may be some slight advantage in viewing the operation of the catchment as translation and routing, rather than as successive routing, the physical basis of either is rather shaky. It is much too early to say which method is the more satisfactory empirically. The reproduction of a large number of actual unit hydrographs by both methods must be compared before this can be decided. In passing it is perhaps worth noting that the point made by Dooge that the product of the lag and peak of the instantaneous unit hydrograph obtained by routing the triangle is virtually constant indicates a lack of flexibility in the form of the instantaneous unit hydrograph so derived. Clearly a good fit can be got by this method only when the product of the lag and peak of the actual unit hydrograph has this value. The instantaneous unit hydrograph obtained by routing an isosceles triangular inflow of base  $T$  through storage  $S = KQ$  consists of three parts, viz:—  $0 < t < T/2$ ,  $T/2 < t < T$ ,  $t > T$ , each governed by a different equation. There are, of course, only two parameters,  $T$  and  $K$ , which can be obtained by equating first and second moments. The equation of the unit hydrograph of period  $\tau$  contains five such parts. On the other hand, the following equation describes the full unit hydrograph of period  $\tau$  derived by successive routings.

$$U(\tau, t) = \frac{v}{\Gamma(n)} \left[ \Gamma\left(n, \frac{t}{k}\right) - \Gamma\left(n, \frac{t}{k} - \tau\right) \right]$$

where  $\Gamma\left(n, \frac{t}{k}\right)$  is the ordinate of the incomplete Gamma function of  $n$  at  $\frac{t}{k}$ .

This equation is comparatively simple and being so it enables one to perform many operations mathematically which would otherwise require graphical treatment.

# STREAM-FLOW FORMATION FACTORS

M.I. LVOVITCH

*Doctor of Geographical Sciences, Professor*

## SUMMARY

1. Les facteurs de formations d'écoulement fluvial se partagent en deux groupes : physico-géographiques et anthropogènes. Le premier groupe comprend le climat, le relief, le sol et les roches dans le bassin fluvial, ainsi que la végétation. Les facteurs anthropogènes comprennent des entreprises d'amélioration hydrotechnique.

2. Les conditions climatiques présentent un facteur dominant de l'écoulement fluvial; elles déterminent par conséquence non seulement son caractère et sa grandeur mais aussi constituent-elles la cause essentielle de ses variations. Cependant à présent il est peu probable que quiconque puisse être satisfait par une explication exclusivement météorologique relative à l'origine des phénomènes hydrologiques et c'est pourquoi la conception climatologique dans l'hydrologie est envisagée comme incomplète et unilatérale.

Le sol serait un certain intermédiaire entre les facteurs météorologiques et l'écoulement fluvial. Grâce à la capacité d'infiltration et la structure géologique les grandeurs et la répartition de l'écoulement peuvent varier considérablement même aux conditions météorologiques homogènes.

La végétation, facteur important dans la formation du sol, influe sur l'écoulement à l'aide du sol et en même temps consomme l'eau par la transpiration qui joue un très grand rôle dans le bilan d'eau.

Le relief influe sur le régime d'eau des rivières en qualité d'un facteur de zone verticale ainsi qu'un facteur local. Dans la formation de l'écoulement un microrelief joue un rôle considérable.

Ordinairement le régime d'eau des fleuves est le résultat de l'influence simultanée de plusieurs facteurs et la révélation de chacun d'eux demande une analyse complexe profonde.

3. Les cartes schématiques de l'écoulement annuel et des zones du régime des fleuves du globe terrestre, dressées par l'auteur, éclairent des régularités géographiques du régime hydrologique.

D'après le caractère du régime des fleuves on peut distinguer sept zones (les glaciers de Groenland, et d'Antarctide, arctique, antarctique, subarctique, modéré, subtropique, tropique et équatorial).

4. Les cartes schématiques de l'écoulement annuel et des zones du régime d'eau reflètent par conséquence les facteurs naturels physico-géographiques. Cependant le nombre de territoires sur lesquels le bilan d'eau et l'écoulement fluvial ne sont pas touchés par l'activité économique et culturelle de l'homme devient toujours plus petit.

Les mesures agrotechniques et d'amélioration pour l'agriculture sans arrosement jouent un très grand rôle. Cette influence on l'avait constatée pour les fleuves de l'URSS, de la Pologne et de l'Allemagne. Des résultats intéressants de l'étude de variations de l'écoulement sont obtenus aux Etats Unis ainsi qu'à d'autres pays. Ce sont des entreprises d'amélioration forestier et le drainage des marais qui exercent une très grande influence sur l'écoulement fluvial.

En rapport avec une grande importance du problème les changements anthropogènes de l'écoulement fluvial il est tout à fait nécessaire de développer les plus larges recherches théorétiques et expérimentales par des efforts unis.

The interconnection between the elements of the hydrological regime and the factors of its formation is the theoretical basis and at the same time the working hypothesis of hydrological research. Scientifically sound solution of hydrological problems is impossible without taking into consideration this fact. The problem never grows old, no matter how intensively hydrological research goes on. The whole experience of hydrological science development shows, that each investigation of stream-flow formation factors not only contributed to understanding of hydrological phenomena but influenced essentially the direction and contents of the following research. In short, analysis of the interconnection of hydrological phenomena and of their formative factors contribute to formation of scientific hydrological conceptions.



The factors of hydrological regime and of stream-flow in particular may be divided into two groups — natural and anthropogenous factors.

Among the natural factors we may point out climate, geological structure, soil cover, vegetation, and relief. Among anthropogeneous factors one may distinguish, on the one hand, hydrotechnical method of stream-flow changes and agricultural and forestry methods on the other hand.

NATURAL FACTORS

The decisive factor of stream-flow formation is *climate*, of meteorological conditions. The amount and character of precipitation as well as potential evaporation determine the potentialities of stream-flow. Climate affects stream-flow not only directly, but also through other physiographical factors — soil and vegetation which, in their turn depend upon climate, and through relief which builds up conditions for vertical climatic zonality in mountaineous areas.

There is no need to write in detail on climate as a streamflow formation factor, for there exists abundant hydrological literature on the problem since the times of Heinz, Oppokow, Oldekop, Penk, Keller, Schreiber, Meyer, and others. The problem of climatic influences on water balance and stream-flow is one of the most thoroughly investigated problems of hydrology. But one may still contribute much to the problem. Hydrology has not as yet fully mastered the complex method of analysis, and in most cases we determine the role of climatic factors by way of comparing stream-flow and separate meteorological factors. But even perfect stream-flow-precipitation relations, for example, do not mean that we have got a correct picture of the role which this factor plays in stream-flow formation, for these relations contain in a latent form the influence of other concomitant factors, partially interconnected with precipitation.

*Soil cover* is one of the most important factors of water regime and stream-flow. As was pointed out above, climate determines potentialities of stream-flow, but its actual magnitude depends on character and conditions of soil which is the main element of water regime formation environment. Soil is a kind of intermediary between meteorological factors and stream-flow. Heavy precipitation does not necessarily cause high stream-flow, for the latter depends as well on infiltration capacity of soil.

Investigation of hydrophysical characteristics and infiltration capacity of soil has advanced good enough. But the connection of these phenomena with stream-flow is not sufficiently elucidated. Only the first steps are made in this direction.

It is of great importance to estimate correctly the influence of zonal characteristics of soils on stream-flow. This problem is dealt with in an investigation which allows an approximate determination of the role of soil zonality in storm flood formation <sup>1)</sup>. The investigation shows that the coefficients of storm flood change in accordance with soil characteristics in the following way (if the coefficient of stream-flow from solonetses and solonchaks is taken for 100 percent).

|  |           |         |
|--|-----------|---------|
| Solonetses and solonchaks                    | - - - - - | 100 %   |
| Degraded podzol clay and clayey soils        | - - - - - | 80-85 % |
| Chestnut soils                               | - - - - - | 65-70 % |
| Clay and clayey chernozems of high fertility | - - - - - | 40-50 % |
| Sandy Soils                                  | - - - - - | 20-35 % |

These data characterize the correlation of run-off values and therefore they make it possible to estimate the influence of infiltration capacity of different kinds of soil. The role of soil infiltration capacity is of significance. For example, the adequate

(1) POLYAKOV B. V. Hydrological analysis and calculations. Leningrad, 1946.

run-off from solonchets and chernozems will occur in the case if precipitation on the chernozems is 2-2.5 times as great as on the solonchets.

Although the data of B.V. Polyakov are only approximate and need further correction, they emphasize the role of soil factor in stream-flow formation.

The role of soil and geological factors of water regime can be estimated by comparing of stream-flow magnitude under similar climatic conditions<sup>2)</sup>. The rivers with basis of well-permeable soils are characterized by relatively higher stream-flow magnitude. As is known, it is explained by the fact that rain waters and melted snow rapidly penetrating beyond the zone of evaporation and transpiration serve first of all as the source of river feeding. If rain waters and melted snow stay within the zone of active moisture exchange of soil they are spent on evaporation and transpiration and rivers get less water.<sup>3)</sup>

Even good correlation of stream-flow and meteorological factors does not always reflect the actual role of these factors. It contains in a latent form the effects of other factors, the soil factors in particular. Therefore in certain cases such correlations does not reveal stream-flow genesis and may be used only for interpolation.

Characterizing soil as a stream-flow formation factor we referred to its natural conditions, but one should bear in mind that stream-flow formation is strongly influenced upon by soil cultivation. The problems of soil cultivation effects upon stream-flow will be dealt with later.

Hydrology has studied soil factors to a lesser extent than other factors of stream-flow formation and definitely lesser than climatic factors. The problem of soil factors in stream-flow formation is of great importance, for it may contribute much to understanding of stream-flow genesis.

Vegetal cover affects stream-flow mainly through soil, for its direct influence upon the runoff from the surface of drainage basin is relatively small. On the other hand, vegetation is one of the most important factors of soil formation. The woods of the moderate zone are a good example of this. The soils in these woods have considerably greater infiltration capacity than the soils on similar bedrock but in woodless territories. Soil covering in woods adds to good permeability of wood soils.

Vegetation may influence stream-flow directly, though to a lesser extent. Expenditure of water on evaporation from soil combined with transpiration of plants is usually greater than expenditure of water on soils without vegetation or with a slight vegetal cover. That is why vegetation generally helps to decrease stream-flow. One of the recent contributions to voluminous literature on the effects of forests upon stream-flow is an investigation of R. Rusev who showed that under Bulgarian conditions with the increase of forested areas from 45% to 75% stream-flow coefficients decrease from 0,65 to 0,35, that is almost by two<sup>4)</sup>.

*Relief* affects water regime of rivers mainly in two directions: as a factor of vertical zonality and as a factor of local character of relief. Speaking of relief as a vertical zonality factor we would have to repeat what has been said above on climatic, soil and vegetative factors of stream-flow formation because the change of altitude and character of slope exposition change the whole complex of physiographical conditions which determine the change of stream-flow.

The term local character of relief means the covering of a territory with the hydrographic network and values of slope gradients affects essentially the intensity of runoff but its influence upon the magnitude of runoff and the value of annual runoff is considerably smaller. Steeper slopes and developed hydrographic network

(2) DAVYDOV L. K. Water discharge of the USSR rivers, its fluctuation and effect of physiographical factors. Leningrad, 1947.

(3) LVOVICH M. I. Elements of water regime of the rivers of the earth, 1945.

(4) Русев Р. Влияние на горите върху оттичането на валежите Хидрология и метеорология, № 2, 1953 г.

decrease the durability of floods and increase their stage for they diminish the time interval of surface runoff. but the magnitude of floods is affected by slope gradients and slope length to a lesser degree.

*Microrelief* which conditions the capacity of negative forms partially accumulating run-off affects considerably the volume of stream-flow. Depth of these negative forms determines also the waterhead which is necessary for filtration of water into soil.

The above short analysis of stream-flow formation factors shows that the main natural factors determining in general the magnitude and character of stream-flow are climate and soil. The actual role of each of water regime factors may be revealed only with the help of complex analyzing method.

Not long ago river hydrology developed mainly on the basis of climatic conception of stream-flow, but nowadays the complex method in hydrology is continuously spreading.

#### ANTHROPOGENEOUS FACTORS

Estimation of effect of soil and vegetation conditions upon water regime allows to determine the role of economic activities of man in stream-flow formation.

There are few regions on the earth where water balance of the territory and water regime of the rivers are untouched by human activity. Anthropogeneous factors of stream-flow formation may be divided into two groups: hydrotechnical construction and amelioration.

Hydrotechnical installations make it possible to control stream-flow by means of water reservoirs and to withdraw water for irrigation and water supply. By now the stream-flow of many rivers is controlled to a considerable degree with the help of water reservoirs. For example, the useful capacity of water reservoir of hydroelectric stations on the Volga that exist or are under construction corresponds approximately to mean annual volume of spring flood of this river (about 180 cubic kilometres). The stream-flow of the Hwang Ho River in China, the Setledge and Damodar in India, the Colorado and Tennessee rivers in the U.S.A. and of other rivers is controlled to a high degree.

The average amount of water withdrawn annually from all the rivers of the earth reaches 1000 cubic kilometres. This figure presents more than 2 percent of the combined annual water discharge of the rivers. In certain countries the expenditure of river waters on irrigation comprizes even a greater part of water balance. For example, irrigation in India and China takes not less than 6-8 percent of stream-flow volume. The waters of some rivers are used for irrigation even more extensively. Irrigation needs take almost a half of the natural stream-flow of the Syr Darya, Nile and some other rivers.

The above cited facts show essential changes in stream-flow attained by technical means. In recent years irrigation gave rise to a problem which is closely connected with the physiographical features of an irrigated territory. In fact, the decrease of stream-flow does not correspond to the volume of water taken for irrigation, which is caused by back flow irrigation waters and by the fact that before irrigation the area of irrigated lands had taken part in water balance and sometimes in supplying the river with water. For instance, although almost half of the annual stream-flow values of the Syr Darya is taken for irrigation (at 75 percent probability), the actual decrease of stream-flow does not reach this value; calculations of L.V. Dunin-Barkovsky <sup>5)</sup> show that the decrease is about 50 percent less than one might have anticipated considering the amount of water taken out of the river. Such divergence of figures is also characteristic of some irrigation projects in the U.S.A. This means that actual water resources of irrigated rivers are greater than usual calculations

show. This problem is of great practical significance for countries and areas possessing limited water resources as compared with the areas that need irrigation and shows a way to use for irrigation for a second time a part of the water which had already been taken out of rivers.

An outstanding place among the anthropogenous factors of stream-flow is occupied not only by irrigated agriculture but by unirrigated agriculture as well along with different amelioration measures. Agricultural practices and forest amelioration affect stream-flow at an early stage, that is within slope limits before forming of large streams. The control of runoff accumulated in thalwegs in the form of large streams is carried out with the help of hydrotechnical construction. Here lies the main difference between two above mentioned kinds of human activity upon water balance and stream-flow.

Results of investigations of stream-flow from differently cultivated fields make it possible to estimate the scope of water regime changes caused by agricultural measures. The investigations conducted in the course of 9 years in the basins of the Irgiz and Maly Uzen rivers (the Transvolga region) demonstrated that autumn ploughing decreases runoff from fields by 5 times on the average, with the maximum decrease (in dry years) of 30 times and the minimum decrease (in moist years) of 2 times. <sup>6)</sup>

Similar observations in the Cisazov region showed that in the course of six years there was only one occurrence of runoff from autumn-ploughed fields. The runoff coefficient from cultivated in autumn fields was on the average 4 times as little as for uncultivated fields. <sup>7)</sup>

For the Boguslav regions (the Ukraine) the decrease of runoff under the influence of autumn ploughing is estimated at 40-45 percent. The corresponding figures for the Chernigov and Voronezh regions are 20-25 <sup>8)</sup> and 30 percent. Thus, the same agricultural measures cause different decrease of runoff in different geographical zones—its values being 4-6 times for dry steppe and 20-25 percent in the north of the wooded steppe zone.

Autumn ploughing and other progressive agricultural measures will cut by half the stream-flow of the rivers in the Transvolga and other regions of the dry steppe zone in the European part of the Soviet Union. Water which does not flow into rivers stays at cultivated fields and helps essentially to increase crop capacity.

Considerable changes of stream-flow also take place in the newly developed areas of virgin and abandoned lands in West Siberia and Northern Kazakhstan <sup>9)</sup>.

It is well worth of mentioning that the effects of soil cultivation do not limit themselves to small rivers, as it is sometimes thought; agricultural measures produce certain effects upon big rivers in cases when these measures are carried out on a larger part of the river basin. For instance, the decrease of flood runoff on the Don with a basin of 378000 sq.km. (up to Melckhovskaya), 70 percent of which is under

(<sup>3</sup>) DUNIN-BARKOVSKY L. B. On water balance of an irrigated territory. «Izvestia AN SSSR, ser. geograph.», 1956, Nr. 5.

(<sup>6</sup>) KUZNIK I. A. Runoff from different agricultural lands and some preliminary considerations on the modern stream-flow magnitude in the Transvolga region. «Meteorologia and hidrologia», 1954, Nr. 2. LVOVITCH M. I. Soil cultivation effects upon the runoff. «Izvestia AN SSSR, ser. geograph.», 1954, Nr. 5.

(<sup>7</sup>) GARYUGIN G. A. Spring runoff and its dependence upon soil surface condition. «Meteorologia i hidrologia», 1955, Nr. 5.

(<sup>8</sup>) PIKUSH N. V. Runoff from small plots. «Izvestia instituta hydrologii i hidro-tekhnik AN SSSR», 1953, v. 10 (XVII). ONUFRIENKO L. G. Some data on the effects of soil cultivation upon slope runoff. «Trudy Ukrainського nauchno-issled. hidro-meteorolog. instituta», part 6, 1956.

(<sup>9</sup>) LVOVITCH M. I. On transformation of stream-flow in steppe and wooded steppe areas of the European part of the Soviet Union. «Izvestia AN SSSR, ser. geograph.», 1952, Nr. 5.



cultivation, is estimated at 25-30 percent on the basis of our calculations <sup>10)</sup>. Other investigators arrived at a similar conclusion using other methods <sup>11)</sup>.

Methods of analysing changes in river supply with ground water are treated by the author elsewhere <sup>12)</sup>. As determined by these methods the additional supply of the Don with ground water under the influence of agricultural measures comprizes approximately 2 mm which equals to about 10 percent of the general inflow of ground water into the river. It is a very important sign of water regime improvement. Thus, the annual general yield of the Don decreases by 16-18 mm, or by 20-22 percent.

The investigation carried out in Poland established that along with improvement of soil cultivation the expenditure of water on evaporation in the Notec river basin grew by 20 percent, while the stream-flow decreased by 38 percent as compared with the stream-flow in 1883-1892 <sup>13)</sup>.

Studying the stream-flow of some German rivers, H. Kalweit arrived at similar conclusions <sup>14)</sup>. The decrease of annual stream-flow of the Lippe in 1947-1949 as compared with 1919-1921 under comparable climatic conditions is estimated by Kalweit at 48 mm (about 10 percent). Large-scale studies of the effects of agricultural practice upon runoff and erosion are carried out in the U.S.A. H. L. Cook estimates the decrease of annual stream-flow caused by cultivation at 24 percent for shallow soils and at 34 percent for deep soils <sup>15)</sup>.

Very interesting and important experiments on erosion and runoff control are being conducted in the People's Republic of China. The data obtained at special stations for runoff and erosion gauging located within the Loess Plateau in the Hwang Ho basin (the Hwang Ho river carries the biggest amount of transported sedimentation) prove that a well-organized system of measures can substantially decrease runoff and erosion.

Tests by M. Motoc in the Rumanian People's Republic established that different agricultural measures substantially affect runoff. For instance, sowing of maize across slopes and mulching of soil decrease runoff by 1/3. <sup>16)</sup>

There is no unanimity of opinion on the problem of anthropogeneous changes of stream-flow. But this is usual with a new problem. The very fact that the problem attracts ever growing attention of different investigators in different countries is clear indication of its importance. Furthermore, this shows that modern hydrology is coming to use methods which make it possible to reveal the anthropogenous changes of stream-flow and to give an approximate estimation of their magnitude.

The essential difference between natural and anthropogeneous factors of stream-flow lies in the fact that the former cause first of all stream-flow *fluctuation*, while the latter call forth stream-flow *changes* that cover the fluctuation. Such combination of factors makes the analysis of stream-flow formation more complex.

The stream-flow changes caused by economic activities of man limit the appli-

(<sup>10</sup>) LVOVITCH M. I., AREFIEVA V. A., KUZNETSOV N. T. On changes of stream-flow in the newly developed areas of virgin lands and concomitant tasks of hydrology as a geographical science. «Izvestia AN SSSR, ser. geograph.», 1957, Nr. 1.

(<sup>11</sup>) VENDROV S. L. Changes of maximum stream-flow of plain rivers in connection with transformation of nature. Moscow, 1953.

FODOROV L. G. Investigation and estimation of maximum floods caused by melting snow on the rivers of the European part of the Soviet Union. Collection of articles «Problems of runoff control», Moscow, 1952.

(<sup>12</sup>) «Doklady AN SSSR», 1950, v. 75, Nr. 6.

(<sup>13</sup>) DUBROWIN T., ROGINSKI S. Oddziaływanie rolnictwa i lesnictwa na bilans wodny zlewni rz. Neteci poudzie gwdy. gesp. wodna, 1954, 14, Nr. 11.

(<sup>14</sup>) KALWEIT H. Der Wasserhaushalt, 1953.

(<sup>15</sup>) COOK H. L. «The effects of land management upon run-off and ground water.» Proc. of the Un. Nations Sc. Conf. on the Conserv. and Utiliz. of Res., Vol. IV «Water Resources», New-York, 1951.

(<sup>16</sup>) MOTOC M., AURAM P. Contributii la cecretarea eroziunii sulului in Cimpia Transilvaniei. An. Inst. Agronomie, Ser. noua, Nr. 4, vol. XXIII, 1954-55.



cation of purely statistical methods which are widely used in hydrological planning. In particular, there comes into practice new understanding of rate of flow and of stream-flow records for a given number of years, which are governed by the law of great quantities. In a number of cases the rate of flow calculated for a long period of observations may turn out to be insufficiently determined, as a result of difference in the character and magnitude of anthropogeneous changes of stream-flow in separate parts of this period.

Therefore, hydrological and hydrotechnical planning in certain river basins should be conducted with a consideration of anthropogeneous changes in stream-flow and water balance. One should take into consideration not only the changes, that had already taken place, but prospective changes as well. Determination of the effects of anthropogeneous factors upon stream-flow has tremendous importance for correct planning of water resources utilization and may sometimes help to rationalize and to cheapen hydrotechnical construction.

The above-mentioned fact, combined with the fact that the problem is insufficiently studied calls for coordinated efforts in investigating the problem.

#### ANNUAL STREAM-FLOW (RUN-OFF) MAP

The value of annual stream-flow is the most general hydrological characteristic of a given territory. It reflects the totality of stream-flow factors and serves as a basis for an approximate estimation of water resources of rivers. The first schematic map of stream-flow of all the rivers of the earth was compiled by the author on the basis of data for the year 1940<sup>17)</sup>. Since then new data have appeared which made it possible to improve essentially the above-mentioned schematic map (Fig. 1).

Distribution of stream-flow in Siberia, especially in its northern part, was considerably corrected. There have appeared new maps of stream-flow for Mongolia<sup>18)</sup>, China<sup>19)</sup>, Rumania<sup>20)</sup>, Bulgaria.

We have used with some corrections the first map of stream-flow in India<sup>21)</sup>. New data on stream-flow are available for the German Democratic Republic<sup>22)</sup>, Hungary<sup>23)</sup>, Czechoslovakia<sup>24)</sup>, Switzerland<sup>25)</sup>, France<sup>26)</sup>, Italy<sup>27)</sup>, Great Britain<sup>28)</sup>, Sweden<sup>29)</sup>, Finland<sup>30)</sup>, Denmark<sup>31)</sup>.

(17) LVOVITCH M. I. Elements of water regime of the rivers of the earth, 1945.

(18) KUZNETSOV N. T. Schematic map of average annual stream-flow of the Mongolian rivers (liters per second from a square kilometre), 1952.

(19) KUO CHIN-HUI. Runoff in China. «Dilisyuebao», Nr. 4, 1955.

(20) Scurgerea medie specifica, a kiurilor diu RPR. «Lucrarile D. G. H.» Seria Hidrologie Nr. 1, 1954.

(21) KHOSLA A. H. Appraisal of Water Resources: Analysis and Utilization of Data. Proc. of the Un. Nat. Sc. Conf. on the Cons. and Utiliz. of Resources, Vol IV, Water Resources, New York, 1951.

(22) Deutschen Gewässerkundlichen Jahrbuch, 1952.

(23) Vizrajzi Adatok 1956 augusztus ho. Budapest, 1957.

(24) DUB O. Vseobecna hydrologia Slovenska. Bratislava, 1954.

(25) «Annuaire hydrographique de la Suisse». Publie par le Service fédéral des eaux, 1953, Bern, 1954.

(26) «Annuaire hydrologique de la France», Année 1943-1955. Paris.

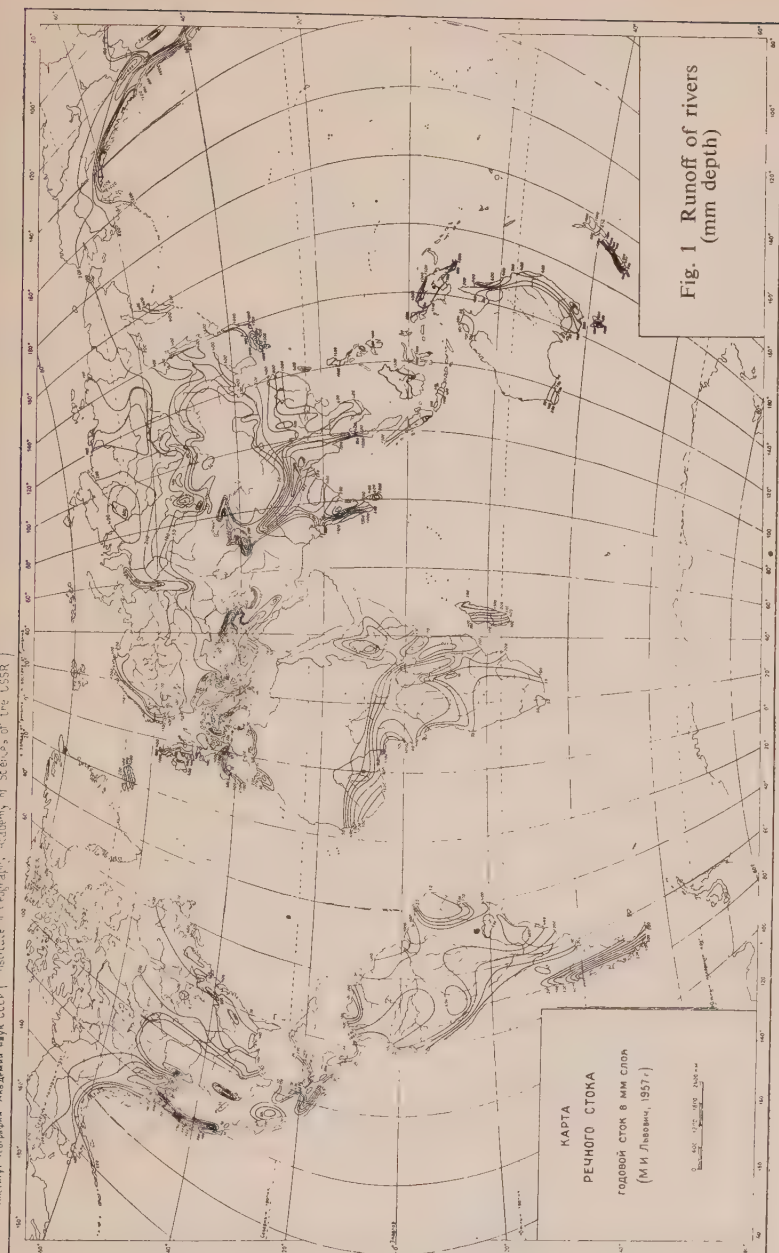
(27) «Central Hydrographic Service : Precipitation, runoff and losses on the Italian drainage areas». Assemblée générale d'Oslo 19-28 août 1948. Tome I. Louvain (Belgique). Associations internationales d'hydrologie scientifique.

(28) «The Surface Water Yearbook of Great Britain 1935-1936, 1936-1937». London, 1938, 1939. CROKER G. H. «Records of flow in the river Wye system as determined by current meter measurements with a note on flood warning arrangements» (Journal of Institution of Water Engineers, vol. 5, Nr. 1, 1951).

(29) «Arsbok 33, 1951, III. Hydrologi och hydrographi Stockholm 1954.

(30) «Vuosisikirja 12 Arsbok 1937-1940», Helsinki, 1944.

(31) LYSHEDE J. M. «Hydrologic studies of Danish watercourses based upon the material of det Danska hedeselskab», Kobenhavn, 1955.



There exist a substantially corrected map of stream-flow for the USA <sup>32</sup>). In recent years there have appeared numerous data on stream-flow for Mexico <sup>33</sup>) and partially for Canada <sup>34</sup>). As regards South America some data on stream-flow in the Brasil have been published <sup>35</sup>).

The isolines of stream-flow for Algiers <sup>36</sup>) and Marocco <sup>37</sup>) were checked against the data of hydrological yearbooks for the Belgian Congo <sup>38</sup>) and Willington's data <sup>39</sup>). A clearer understanding of stream-flow distribution in the south-eastern Australia was derived from recently published data <sup>40</sup>). The appearance of Japanese hydrological yearbooks <sup>41</sup>) made it possible to compile a stream-flow map for Japan. The problem of stream-flow distribution is best of all elaborated for the USSR. European counties (with some exceptions) and the North America: as regards Africa the data available present best of all its Mediterranean coast, its southern part and the Nile basin.

We did not have sufficient hydrometric observation data for the countries of southern and south-eastern Asia (Iran, Pakistan, Burma, Thailand, Vietnam, Indonesia) as well as for considerable parts of Southern America, Africa and Australia.

Therefore we had to estimate stream-flow distribution in these parts of the earth on the basis of indirect data (stream-flow-precipitation air temperature relations). For these part of the earth one can obtain only a most general understanding of stream-flow distribution which, by the way, does not reflect the effect of local soil and geological peculiarities upon runoff. Therefore it is rational to term this kind of runoff (estimated on the basis of meteorological data) «climate runoff».

Beside the enumerated sources we should also mention several other works generalizing stream-flow of larger parts of the earth <sup>41</sup>) and used by us. A number

(<sup>32</sup>) LINSLEY, KOHLER, PAULHUS. «Applied Hydrology», New York, 1949.

(<sup>33</sup>) TAMAYO J. «Dates para la hidrologia de la Republica Mexicana», v. I. II. Mexico, 1946.

(<sup>34</sup>) PARDE M. «Sur le régime et spécialement sur les variations saisonnières des cours d'eau brésiliens» («Houille Blanche» Nr. 6, 1954).

JARVIS C. S. River discharge in Brazil, South America. Washington, 1945.

(<sup>35</sup>) GORNUNG N. B. Algeria. A geographical study. Institut of Geography 1956. (Manuscript).

(<sup>36</sup>) «Hydrogéologie du Maroc» (XIX Congrès géologique international), 1952.

(<sup>37</sup>) DEVROEY E. J. «Annuaire hydrologique du Congo Belge et du Ruanda-Urundi». Bruxelles, 1953, 1954.

(<sup>38</sup>) WILLINGTON J. H. Southern Africa. A geographical study. Cambridge, 1955.

(<sup>39</sup>) SNOWY Mountains («Water Power», V, 1953).

(<sup>40</sup>) Tables of annual water discharge, 1938, 1939, (in Japanese).

(<sup>41</sup>) ZAYKOV B. D. Map of average annual runoff in Europe. «Trudy GGI», part 6. Leningrad, 1938.

ZAYKOV B. D. Average runoff and its seasonal distribution on the territory of the USSR «Trudy GGI», ser. IV, part 24. Leningrad 1946.

ZAYKOV B. D. Average runoff and its seasonal distribution on the territory of the Caucasus. «Trudy GGI», ser IV, part 40, Leningrad, 1946.

VOSKRESENSKY K. P. Runoff of rivers and temporary streams at the territory of wooded steppe and steppe zones in the European part of the USSR, «Trudy GGI», part 29/83, Leningrad, 1951.

KUZIN P. S. Regime of the rivers in the southern regions of Western Siberia and in Northern and Central Kazakhstan, Leningrad, 1953.

SCHULZ V. L. Rivers of Central Asia. Moscow, 1949.

WUNDT W. Beziehungen zwischen Mittelwerten von Niederschlag, Abfluss, Verdunstung und Lufttemperatur für die Landfläche der Erde. «Deutsche Wasserwirtschaft», H. 5, 6, I-V, 1937.

PARDE M. Fleuves et rivières. Paris, 1933.

FRITZSCHE R. Niederschlag, Abfluss und Verdunstung auf den Landflächen der Erde. «Leitschrift für Gewässerkunde». Bd. 7, H. 6, 1906.

HURST H. E. and PHILLIPS P. The Nile basin. Vol. I. Physical Department paper 29, Cairo, 1931; paper 35, Cairo, 1938; paper 36, Cairo, 1939.

HURST, BLACK. The Nile basin. 3 supplement to Vol III.

ARTAZA EVARISTO. Sanminto Urbano en la Republica Argentina. Provisión de agua y desagües verbanos. Primera parte. Provisión de agua. Cuaderno 3. La Plata, 1938 and other works.

of other works has been used but we have no possibility to enumerate them in the present short article.

On the whole, the map of stream-flow of the rivers of the earth is, of course, very approximate but nevertheless it corrects considerably the scheme of stream-flow distribution that had been compiled earlier.

#### ZONES OF WATER REGIME OF RIVERS

We tried to generalize the main features of water regime of rivers by way of analyzing sources of river supply and high stages of rivers. These two factors enable us to point out the following zones of water regime of rivers <sup>42)</sup>.

1. *Polar glaciers of Greenland and Antarctica.*

2. *Arctic (Antarctic) zone.* Rivers are fed with melted snow and waters from polar glaciers during a short summer.

3. *Subarctic zone* <sup>43)</sup>. Stream-flow is derived mainly from melting of snow accumulated during winter. Late settlements in of spring cause the largest yield of rivers in summer.

Summer rainfalls also play an important role in supplying the rivers of this zone, while ground-water is only of secondary importance, which may be explained by the effects of permafrost. In winter even some of the bigger rivers of the zone froze because of lack of ground-water.

The rivers Lena, Kolyma, Indigirka in the north-eastern part of the U.S.S.R., the Yukon in Alaska and some of the North Canadian rivers are typical rivers of the subarctic zone.

4. *Moderate zone.* We may subdivide this zone into three subzones at least.

a) Spring melting of snow cover is the predominant source of supply. The share of melted snow runoff rises sharply; sometimes it is the only source of river feeding and therefore rivers get dry in other seasons (rivers of Southern Transvolga region and of Northern Kazakhstan); in the north of the European part of the U.S.S.R., in Western Siberia and in Canada water regime is greatly influenced upon by summer and autumn rainfall floods. The rivers do not freeze through in winter, as a rule, but they are ice-bound for a considerable part of the year. In the Southern Hemisphere rivers of this type may be found in the south of Patagonia.

b) Rainfall water-supply predominates with the maximum runoff in spring which is caused by the abundance of rainfalls during this season and by melting snow. Snow cover is rather stable in some areas in occasional years. There occur summer rainfall floods. Ice phenomena may be observed in winter, but ice cover is never stable or endurable. Certain parts of this territory (the right tributaries of the Danube, the South of the U.S.A.) have no melting snow supply and there are no ice phenomena on the rivers.

c) Rainfall inflow predominates in summer which is caused by rainfalls of monsoon character. As evaporation lags behind, soil is overmoistened in summer for long periods and, therefore, great floods are generated by rainfall. Melting snow inflow is insignificant. Rivers get shallow in winter because surface runoff ceases. In severe winters the rivers of this subzone are ice-bound and often froze completely when inflow of groundwater ceases. The Amur and Hwang Ho are typical streams of this subzone.

<sup>(42)</sup> VOYEYKOV A. I. *Climates of the earth*. St. Petersburg, 1884.

DE MARTONNE E. *Essentials of physical geography*. Vol I. Moscow, 1929.

PARDÉ M. *Fleuves et rivières*. Paris, 1933.

LVOVITCH M. I. *Elements of water regime of the rivers of the earth*, Moscow, 1945, and other works.

<sup>(43)</sup> GRIGORIEV A. G. *Subarctica*. Moscow-Leningrad, 1946.



5. *Subtropical (Mediterranean) zone.* Rainfall inflow predominates in winter. Origination of this type of water regime in some regions is connected with trade-winds predominant there in summer. This is true of the southern part of Europe, Minor Asia, north-western and southern regions of Africa, south-western part of South America, western part of North America and Southern Australia.

6. *Tropical zone.* In summer the stream-flow is mainly derived from rainfalls. There is little precipitation in winter in this zone, but in summer humid air masses moving from the equator or monsoons cause heavy rainfalls which considerably exceed evaporation. During humid season soil is saturated with water. That is why rainfalls cause voluminous surface runoff and high floods on the rivers. Rivers with water regime of tropical type are characteristic of South-Eastern Asia, the South of Africa, tropical and subtropical areas of South America and of the north-western half of Australia.

7. *Equatorial zone.* The rivers of this zone depend mainly on rainfalls for their supply, the biggest runoff being observed in autumn of the corresponding hemisphere. The Amazon and Congo are typical rivers of this zone. On the tributaries of these rivers located in the northern and southern hemispheres there occur floods in the autumn of the corresponding hemisphere. This raises the stage of the main streams twice in a year (in autumn and spring), the former being a little higher). Among rivers of this zone we may mention the Nile, Niger, as well as the rivers of Indochina and Indonesia.

A specific place in forming water regime of rivers is occupied by mountainous areas. Within these areas under influence of orography there forms water regime which is not typical of a given zone. In most cases water regime, irrespective of geographical location, is characterized by feeding of rivers with melting snow waters in spring and melting of high-mountain snows and glaciers in summer.

The boundaries of *areas without rivers* are rather conventional. There is no runoff only in the center of Greenland and in Antarctica.

There are few places of this kind beyond polar regions. Practically there is no runoff only in certain parts of Atacama desert where precipitation may be absent in the course of years. As a rule, there is a short-time runoff in deserts though it occurs very rarely. In the deserts of Central Asia spring runoff fills takyr; wadi in Sahara and omurambi in Calahari sometimes turn into torrential streams.

It should be mentioned that the boundaries of the zones do not always correspond to general geographical zones. It is but natural, for the hydrological factor which we take as a basis for delimitation of water regime zones can **not** reflect the whole complex of natural conditions in a given zone. Without any doubt, a more detailed analysis may help to find additional hydrological features characterizing peculiarities of water regime within divergent boundaries.

The scheme that we present may help to build up a general notion of main physiographical peculiarities of water regime of the rivers of the earth.

Institute of Geography,  
Academy of Sciences of the U.S.S.R.



# EMPLOI SYSTÉMATIQUE DES BASSINS VERSANTS ÉLÉMENTAIRES POUR LES ÉTUDES HYDROLOGIQUES DANS LES TERRITOIRES SOUS-DÉVELOPPÉS

M. J. RODIER  
(France)

## RÉSUMÉ

L'effort entrepris par la France dans ses territoires d'Outre-Mer a posé des problèmes difficiles aux hydrologues. Les données disponibles étaient inégales et, pour pallier à la faible durée des observations, il a été nécessaire d'installer systématiquement des petits bassins types.

Le principe de ces études consiste dans l'observation simultanée des débits et des facteurs de l'écoulement; il est possible, après cette étude, de reconstituer les débits à partir des précipitations relevées depuis au moins trente ans.

Une vingtaine de bassins élémentaires a été installée en Afrique Noire. Leur implantation correspond aux divers types de climat, de sol et de couverture végétale. Chaque bassin élémentaire est doublé de stations secondaires permettant de contrôler le caractère général du bassin principal et de préciser les modifications des caractéristiques de débits avec l'augmentation de superficie.

Après trois ans d'études, nous avons pu obtenir des renseignements précis sur les crues d'ordre decennal, des recoupements précieux pour les crues de fréquence plus rare et des données très nombreuses sur des questions mal connues dans ces régions, telles que : influence de la couverture végétale ou de l'extension des terres cultivées, variation du ruissellement suivant la nature du sol, décroissance du ruissellement au cours de la saison des pluies, ordre de grandeur des transports solides et de l'évapotranspiration, alimentation des nappes souterraines, etc...

Cette méthode coûteuse constitue dans les pays neufs un investissement rentable : elle fournit rapidement les données nécessaires alors que les méthodes classiques ne donneraient des réponses valables qu'après de nombreuses années d'observations.

Dans la plupart des pays d'Europe, l'hydrologue dispose, pour ses études, de relevés limnimétriques portant sur plusieurs décades et d'indications relatives aux plus fortes crues depuis trois ou quatre siècles. Ces données ne sont généralement pas suffisantes pour exclure les extrapolations, mais la masse d'observations disponibles suffit, très souvent, pour dégager les principales caractéristiques des divers régimes.

Pour la majorité des territoires sous-développés, les variations de débits des cours d'eau ne sont suivies que depuis peu de temps et, de ce fait, les méthodes à employer pour la recherche hydrologique doivent différer, dans une certaine mesure, des méthodes classiques utilisées en Europe.

C'est, en particulier, le cas des territoires français d'Outre-Mer où, depuis 1946, un gros effort d'équipement a été entrepris par la Métropole, notamment dans le domaine de l'hydraulique. La mise au point des projets a nécessité, de la part des hydrologues, des études poussées en des pays où nos connaissances en ce domaine étaient très fragmentaires.

Nous disposons, à cette époque, de relevés de hauteurs d'eau portant sur 20 à 40 ans pour 5 stations installées toutes sur de grands cours d'eau, pour un ensemble de territoires couvrant 6.000.000 de km<sup>2</sup> entre les latitudes 20° Nord et 25° Sud. A part quelques notions sur le régime tropical de transition, celui de la région de BRAZZAVILLE et celui des Hauts-Plateaux de Madagascar, nous ignorions tout des caractéristiques de l'écoulement.

Très rapidement, une centaine de stations de jaugeage du type classique ont été installées ou remises en état <sup>(1)</sup> et une partie d'entre elles a été étalonnée.

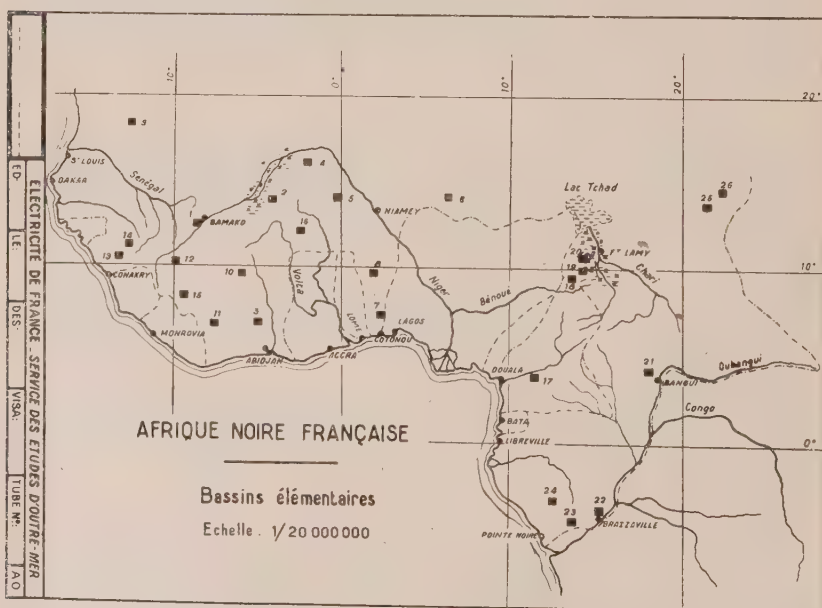
Mais, les observations à ces stations n'auraient pas pu nous permettre, même après quelques années, une bonne analyse des variations du débit. Nous n'aurions obtenu ainsi que très peu de données valables sur le régime des bassins de moins de 1.000 km<sup>2</sup>. Pour les bassins de superficie moyenne, les caractéristiques des divers régimes types, surtout pour le régime sahélien, ne pouvaient pas être déterminées avec suffisamment de sûreté et, surtout, les crues de fréquence rare seraient restées à peu près inconnues sauf pour certains grands fleuves.

Il fallait donc utiliser d'autres méthodes que l'étude statistique des relevés de débits des stations de jaugeage, sans pour cela abandonner notre réseau de base.

C'est pourquoi, dès 1950, nous avons commencé l'étude de bassins élémentaires et nous pensons que l'exposé de ce qui a été fait dans nos territoires pourra être de quelque utilité pour les hydrologues aux prises avec des problèmes analogues, dans d'autres pays neufs.

#### PRINCIPE DE LA METHODE :

Les variations du débit et de tous les facteurs conditionnels du régime sont étudiées, simultanément, sur un bassin versant d'une superficie assez faible pour que ces divers facteurs restent sensiblement homogènes et pour qu'aucun phénomène particulier ne puisse échapper à l'observation. Il n'était pas souhaitable de choisir des bassins trop petits, ce qui aurait nécessité l'observation des variations d'intensité pluviométrique pendant des temps très courts et n'aurait pas permis de tenir compte de l'influence du réseau hydrographique naturel. En général, la superficie de nos bassins principaux varie de 25 à 50 km<sup>2</sup>.



<sup>(1)</sup> Ce réseau comprend maintenant près de 500 stations dont 350 sont contrôlées directement par O. R. S. T. O. M.

D'autre part, nous étudions sur le terrain les variations des principales caractéristiques du régime, notamment des débits de crues, suivant l'importance de la superficie du bassin versant.

Après deux ou trois campagnes de hautes eaux, il est possible, sauf pour des régimes très difficiles, de déterminer l'hydrogramme pour une averse ou un ensemble d'averses donnés. On peut dire alors que l'étude du régime des débits est ramenée à l'étude du régime des précipitations.

Nous disposons à peu près partout de relevés pluviométriques portant sur 15 à 30 ans. Cette période comportait heureusement une série d'années de faible hydraulité (1940-1949) et une autre série de forte hydraulité (période actuelle). L'utilisation de la méthode des stations-années pouvait permettre l'extrapolation dans une certaine mesure.

Un certain nombre de bassins élémentaires a été installé par l'Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer dans la plupart des territoires : Cameroun, Afrique Equatoriale Française, Madagascar, etc... ; mais, les études ont été effectuées de façon beaucoup plus systématique en Afrique Occidentale Française, par le même Organisme, sous la direction du Service Hydraulique de l'A.O.F. Dix bassins élémentaires correspondant aux conditions naturelles les plus fréquentes avaient été prévus. En fait, ce nombre semble insuffisant, il a été possible en groupant les besoins des divers Services utilisateurs, d'exploiter 16 bassins, suivant les mêmes méthodes et sous la même direction technique <sup>(2)</sup>. En outre, il est possible d'utiliser pour l'A.O.F., les données de bassins élémentaires installés en A.E.F. et au Cameroun, dans des régions de même climat. On voit là un des avantages de la méthode des bassins élémentaires : lorsque l'on connaît parfaitement sols, couverture végétale et climats, la transposition des résultats est facile et sûre.

Cet ensemble sera suffisant pour déterminer notamment les caractéristiques générales des crues dans les cas les plus courants et surtout les plus dangereux, pour tous les régimes allant du subdésertique saharien à l'équatorial de transition.

#### PRATIQUE DES ETUDES SUR LE TERRAIN :

Dans presque tous les cas, le bassin élémentaire, bassin principal, est étudié conjointement avec des bassins voisins, l'ensemble pouvant être surveillé par une seule équipe. La superficie du bassin versant principal varie de 10 à 80 et même plus fréquemment de 25 à 50 km<sup>2</sup>. C'est évidemment ce bassin qui sera équipé avec le plus de soin. Souvent, un second bassin de dimension analogue et correspondant à des caractéristiques très légèrement différentes lui est adjoint. Malgré des reconnaissances préliminaires de toutes natures, il est possible qu'après la première campagne d'études, le bassin principal s'avère peu représentatif du type de terrain que l'on désire étudier. Dans ce cas, il est facile de le remplacer par le second bassin pour lequel on disposera déjà des résultats d'une première campagne d'observations. Cette précaution est inutile dans les régions à régime très homogène.

Un ou deux bassins de plus petites dimensions situés à l'intérieur du bassin principal et un ou deux bassins plus grands le comprenant, permettent de suivre les variations des divers phénomènes hydrologiques en fonction de la superficie.

Enfin, une ou deux stations de jaugeage sur des bassins de 1.000 à 4.000 km<sup>2</sup> sont surveillées de près et étalonnées entre les averses. On complète, s'il le faut, le réseau pluviométrique de ce moyen bassin, mais une très forte densité d'appareils n'est pas nécessaire.

<sup>(2)</sup> 16 autres bassins ont été exploités ou le sont actuellement par O.R.S.T.O.M. dans les autres territoires d'Outre-Mer.

Les observations exigent un certain nombre d'enregistreurs des niveaux et des précipitations. Mais, il est impossible en pays sous-développés de n'utiliser que des enregistreurs. Outre le prix élevé d'un appareil et de son installation, on se heurte à des difficultés de personnel. Il est beaucoup plus facile de former un agent pour lire une échelle ou verser dans un récipient le contenu d'un pluviomètre que de faire changer correctement la feuille d'un appareil en pointant exactement les heures. C'est ainsi que certaines stations sont simplement équipées d'échelles limnimétriques ou même, pour les stations secondaires, d'échelles ne donnant que le maximum. De même, si l'on impose de placer au moins 2 pluviographes enregistreurs sur le bassin principal, il est rare d'en voir un 3ème. Il est assez fréquent de placer des totalisateurs très sommaires dans les lieux les moins accessibles. En certaines régions, le risque de vol conduit à faire garder les appareils les plus précieux et à construire les pluviomètres en matériaux sans intérêt pour les voleurs éventuels.

La densité des pluviomètres est suffisante pour permettre une bonne détermination de la hauteur de précipitations sur le bassin pour chaque averse et un aperçu de la répartition. Elle ne permettrait pas un tracé précis des isohyètes. Avec les reliefs assez peu accentués que nous rencontrons, il suffit de placer 10 pluviomètres au total par bassin principal.

Au centre, est installée la station météo où sont suivies : température, humidité, évaporation avec un évaporomètre PICHE. Un bac COLORADO enterré complète généralement cette petite station. Son implantation répond aux mêmes conditions naturelles que pour tous les bacs de l'O.R.S.T.O.M., c'est-à-dire dans le lit moyen d'un cours d'eau ou au voisinage immédiat. Ce point est très important pour les climats tropicaux ou sahéliens. Souvent, d'ailleurs, un second bac est observé simultanément si le site de la station météo n'est pas satisfaisant à cet égard.

Les stations de jaugeage principales sont équipées assez sommairement; déversoirs et venturi sont rares, car les difficultés d'accès et le caractère temporaire des études ne permettent pas l'exécution de travaux de génie civil considérables. Cependant, les fortes vitesses de crues qui dépassent généralement 2m/sec. imposent quelques aménagements. Généralement, les berges sont régularisées et une passerelle en tubes, facile à monter, est installée sur le lit apparent. La zone d'inondation est débroussée sur une bande étroite de façon à permettre les mesures de vitesses en troublant le moins possible l'écoulement naturel. Quelquefois, le lit est stabilisé par deux bandes de béton transversales à quelques mètres l'une de l'autre. Leur surface extérieure épouse exactement le fond du lit. Pour jauger rapidement, (les variations du plan d'eau étant brutales), nous employons la méthode de jaugeages continus, les mesures sur chaque verticale étant rapportées à une hauteur d'eau donnée; elles sont effectuées sans arrêt, dans un mouvement de va-et-vient d'une rive à l'autre.

Pour les mesures des transports solides, nous avons trouvé une solution satisfaisante en creusant une fosse pourvue d'un déversoir à l'aval; on détermine les transports en suspension dans l'eau qui passe par-dessus le déversoir et on prélève, entre chaque averse, le sable déposé dans la fosse. Certains de nos résultats figurent dans le rapport de M. FOURNIER concernant les transports solides.

L'étude de l'infiltration présente de grandes difficultés. Une indication repère est fournie par l'infiltromètre MUNTZ. La dispersion est grande. Elle peut être réduite en employant la méthode suivante : après étude du bassin par un pédologue, un certain nombre d'aires d'expérimentation est défini, chacune d'elles correspondant à un type de sol. Les mesures, qui ne sont faites que dans ces zones, doivent être effectuées par série de trois au moins, dont on prend la moyenne. Les données ainsi recueillies sont comparées aux capacités d'infiltration obtenues par le bilan précipitation-débit, avec toutes les réserves qui s'imposent.

Même si le problème posé ne concerne qu'un des aspects de l'hydrologie, par exemple les crues, il y a tout intérêt à effectuer des mesures aussi complètes que celles



que nous exposons. On assure ainsi le plein emploi d'un personnel dont le prix de revient est élevé, en lui faisant observer d'autres phénomènes, tels qu'évaporation et transports solides. Les résultats ainsi obtenus s'avèreront rapidement de la plus grande utilité.

Un certain nombre d'aménagements qui n'intéressent pas directement les études hydrologiques sont à réaliser : des pistes somnieres assurent l'accès au bassin et facilitent la circulation à l'intérieur. Il faut veiller à ce que leur aménagement trouble le moins possible les conditions naturelles d'écoulement. Un campement du type de construction locale abrite le personnel pendant la saison des pluies, au voisinage de la station principale. Ce personnel, en saison sèche, retourne dans des logements plus confortables situés, en général, dans des localités importantes.

#### PERSONNEL :

Un ingénieur hydrologue suit, en général, deux bassins élémentaires. Un agent technique européen est responsable de chaque bassin (deux dans le cas de bassins très isolés, en zone subdésertique par exemple). L'agent technique européen aménage toutes les installations depuis le logement provisoire jusqu'aux passerelles de jaugeage, contrôle les observations des appareils, effectue des mesures de débits et d'infiltrations. Il doit être capable d'initiative, de changer de méthode de mesures, par exemple en cas de mise hors service d'un appareil, ce qui arrive quelquefois. L'ingénieur doit assister à 1/3 ou 1/4 des averses, participer aux mesures de façon à pouvoir modifier les procédés employés, s'il y a lieu, et à effectuer l'interprétation des mesures avec une connaissance visuelle des phénomènes, ce qui nous semble indispensable.

Des agents africains de qualification diverse changent les feuilles des enregistreurs, collectent les résultats des pluviomètres, assistent l'agent européen dans ses jaugeages, observent les appareils de la station météo, assurent l'entretien des divers aménagements, etc ...

La conscience professionnelle et l'esprit d'initiative du personnel sont absolument essentiels pour la réussite de ces études.

Il est plus important d'engager un bon agent technique européen que de perfectionner les appareils de mesure ou de multiplier les enregistreurs, ce qui ne veut pas dire que ces derniers points doivent être négligés.

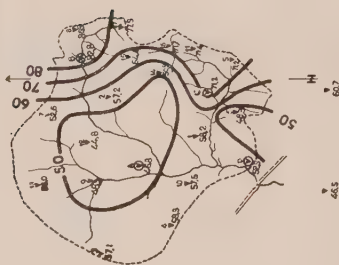
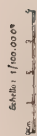
#### INTERPRETATION :

Une partie des mesures est dépouillée au jour le jour. Dès la fin de la saison des pluies, le personnel met au point les documents bruts : première phase du dépouillement.

On ne peut pas prétendre exploiter à fond toutes les données expérimentales dans l'année qui suit les campagnes de mesures. Les résultats obtenus devront pouvoir être consultés plusieurs années après pour des études de caractère différent et par des ingénieurs qui n'auront pas participé aux travaux sur le terrain, absolument comme des lectures de hauteurs d'eau de station classique. Il importe donc que les résultats bruts soient établis de façon indiscutable, présentés avec netteté et tous de la même façon, d'où la nécessité de tableaux standard : on trouvera, ci-après, des modèles de fiches d'averses (les fiches de jaugeages et hydrogrammes sont d'un type classique). Nous mettons également au point des diagrammes de hauteurs, documents plus valables que les hydrogrammes lorsque l'étalonnage d'une station s'étale sur plusieurs années. A ce stade de l'interprétation, il y aurait beaucoup à

## DAHOMEY

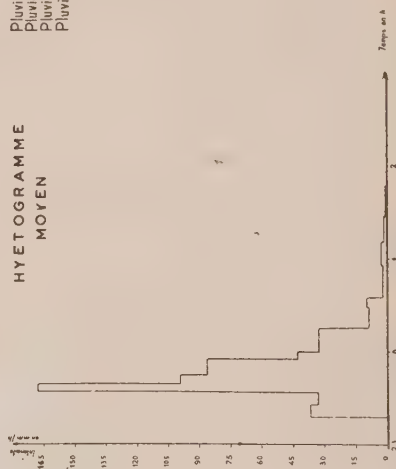
**Bassin versant  
de la LHOLO**



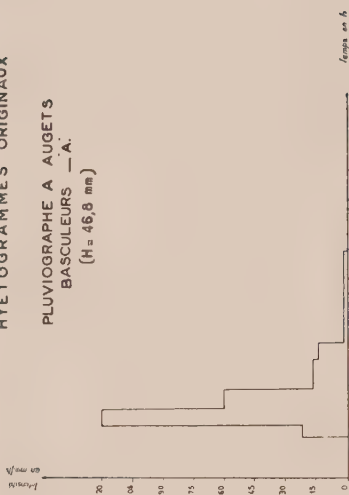
## ISOHYETES

pour l'averse n°14  
du 4 - 10 - 56

|                                |   |      |
|--------------------------------|---|------|
| H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> | : | 44.8 |
| H <sub>2</sub> NO <sub>3</sub> | : | 86.5 |
| H <sub>2</sub> CO <sub>3</sub> | : | 61.1 |

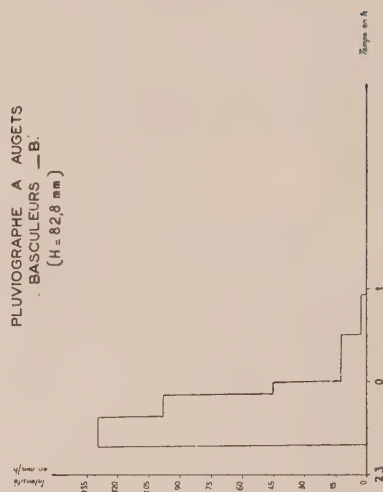


Pluviographe  
Pluviographe  
Pluviographe  
Pluviographe



HYETOGRAMME'S ORIGINAUX

PLUVIOGRAPHE A AUGETS  
BASCULEURS — A.  
(H = 46,8 mm)



dire sur la mise au point des hyétogrammes moyens, mais nous nous écartons du cadre de cette communication.

La suite de l'interprétation est effectuée par la méthode des hydrogrammes unitaires. Malgré ses imperfections résultant surtout de l'hétérogénéité du sol et des averses cette méthode est la seule qui puisse nous guider au milieu des innombrables corrélations des divers facteurs naturels. Mais, à chaque étape de l'étude, nous devons toujours avoir présent à l'esprit les limites de son champ d'application.

L'étude des hydrogrammes et la mise au point des diagrammes de distribution sont effectuées sous le contrôle du Service Central. Elles aboutissent à un tableau tel que celui que nous présentons ci-dessous. Ce tableau présente différentes variantes suivant les types de climats et l'importance du ruissellement hypodermique.

Les dernières phases de l'interprétation en vue des données à obtenir (crues décennales par exemple, ou de fréquence plus rare) se développent à PARIS. Les coefficients de ruissellement dont nous avons dû donner plusieurs définitions sont plus fréquemment utilisés que les capacités d'absorption, plus difficiles à préciser.

#### RESULTATS OBTENUS :

Les demandes les plus fréquentes des Services Techniques concernent les valeurs de crues de fréquence 1/10 à 1/50 des petits et moyens bassins versants. La campagne d'études qui s'achève actuellement est la troisième pour les trois premiers bassins équipés en A.O.F. Pour la plupart d'entre eux, nous ne disposons que des résultats de la première campagne. Aussi, nous ne sommes pas encore en mesure de présenter les tableaux donnant les débits spécifiques des crues, suivant les climats, le sol, la pente et la superficie des bassins versants, tableaux bien théoriques, d'ailleurs, et dont l'utilisation nécessitera toujours un certain effort d'interprétation. Nous pouvons, toutefois, donner des ordres de grandeurs des crues décennales valables dans de nombreux cas courants : une dizaine de types. Elles varient de 400 l/sec/km<sup>2</sup> en région forestière, climat équatorial de transition, pente assez faible, sol perméable, à 10.000 l/sec/km<sup>2</sup> en région sahélienne, assez déboisée, pente assez forte, sol imperméable.

Dans le petit tableau ci-après, nous avons rassemblé les résultats les plus sûrs de ces études, résultats que nous avons laissés volontairement sous une forme très sommaire.

Ces études ont mis en évidence un certain nombre de propriétés des crues d'A.O.F. que nous ne soupçonnions pas avant nos études sur bassins élémentaires.

a) La courbe bien théorique des débits spécifiques en fonction des superficies du bassin versant, se redresse brutalement dès que cette surface descend en dessous de 1.500-1.000 km<sup>2</sup>, pour les régimes tropicaux et tropicaux de transition.

b) Pour les régimes sahéliens, ce changement de direction se produit pour des superficies plus faibles, dans le cas le plus général, surtout si la dégradation hydrographique est rapide.

c) Les débits spécifiques de crues pour des bassins de moins de 2.000 km<sup>2</sup> ne présentent aucun rapport avec la hauteur de précipitation annuelle. Les régions septentrionales à sol dénudé, arrosé par des tornades violentes peuvent donner lieu, pour une pluviométrie annuelle de 4 à 500 mm. à des crues décennales de 8.000 ou même 10.000 l/sec/km<sup>2</sup> (bassin de 25 km<sup>2</sup>) tandis que les régions méridionales à régime tropical de transition avec forte végétation admettent des crues décennales de 500 à 2.000 l/sec/km<sup>2</sup>, en général, pour une pluviométrie annuelle de 1.200 à 2.200 mm.

Plus au Sud, il semble, d'après les quelques exemples étudiés, que le débit spécifique de crue n'augmente pas vers les zones à régime équatorial couvertes par la forêt, bien au contraire.

TABLEAU 1

Bassins versants du MAYONKOURÉ - Tableau des Caractéristiques de Crues - Bassin n° 2 - S = 85,4 Km<sup>2</sup>

| Référence |      | l'Avance    |             |             |               | Etat de Saturation du Sol |                     |             |             | Plus utile  |             |                      |                              | Ruissellement               |                             |            |          | Infiltrée   |            |                      |      | Écoulement hypodermique |                |                                     |                                     | Hydrogramme   |                |                                     |                                     |  |
|-----------|------|-------------|-------------|-------------|---------------|---------------------------|---------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|----------------------|------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------|----------|-------------|------------|----------------------|------|-------------------------|----------------|-------------------------------------|-------------------------------------|---------------|----------------|-------------------------------------|-------------------------------------|--|
| N°        | Date | Maxim<br>mm | Minim<br>mm | Maxim<br>mm | Integ<br>mm.h | P <sub>1</sub><br>%       | P <sub>2</sub><br>% | Écart<br>mm | Écart<br>mm | Humid<br>mm | Tu<br>minut | Vr<br>m <sup>3</sup> | K <sub>ru</sub> <sup>2</sup> | K <sub>r</sub> <sup>2</sup> | K <sub>r</sub> <sup>2</sup> | Ca<br>mm/h | Ha<br>mm | Ta<br>minut | La<br>mm/h | Vh<br>m <sup>3</sup> | Ks % | Leg<br>heures           | Pise<br>heures | Q <sub>g</sub><br>m <sup>3</sup> /s | Q <sub>g</sub><br>m <sup>3</sup> /s | Leg<br>heures | Pise<br>heures | Q <sub>g</sub><br>m <sup>3</sup> /s | Q <sub>g</sub><br>m <sup>3</sup> /s |  |
| 20        | 9.8  | 25.4        | 13.1        | 17.6        | 30.0          | 2.5                       | 18.5                | 12 h        | 3.0         |             |             | 158 000              |                              | 10.5                        | 32.0                        | 8.8        | 5.8      | 26'         | 13.4       | 107 000              | 7.1  | 3 h 35                  | 2 h 45         | 23.2                                | Unitaire                            |               |                |                                     |                                     |  |
| 21        | 9.8  | 31.8        | 15.1        | 22.6        | 60.0          | 1.5                       | 17.5                | 12 h        | 3.2         | 12.2        | 28'         | 252 000              | 24.2                         | 19.5                        | 33.2                        | 20.0       | 8.9      | 17'         | 31.5       | 100 000              | 5.2  | 4 h 00                  | 2 h 30         | 32.2                                | Unitaire                            |               |                |                                     |                                     |  |
| 30        | 19.8 | 59.6        | 42.9        | 49.9        | 90.0          | 0.5                       | 0                   | 0.1         | 35.5        | 35'         | 35'         | 580 000              | 19.2                         | 13.6                        | 24.2                        | 54.5       | 28.1     | 23'5        | 72.0       | 160 000              | 4.4  | 4 h 00                  | 3 h 00         | 48.7                                | Unitaire                            |               |                |                                     |                                     |  |
| 37        | 26.8 | 21.4        | 16.9        | 18.8        | 45.0          | 4.5                       | 15                  | 16 h        | 6.9         | 10.0        | 24'         | 238 000              | 28.0                         | 14.8                        | 47.5                        | 18.5       | 5.9      | 10'         | 35.5       | 144 000              | 9.0  | 3 h 15                  | 2 h 45         | 31.6                                | Unitaire                            |               |                |                                     |                                     |  |
|           |      |             |             |             |               |                           |                     |             |             |             |             |                      |                              |                             |                             |            |          |             |            |                      |      |                         |                |                                     |                                     |               |                |                                     |                                     |  |
| 32/33     | 22.8 | 72.2        | 17.3        | 42.1        | 97.5          |                           |                     |             |             | 34.0        | 40'5        | 435 000              | 17.0                         | 13.8                        | 28.4                        | 48.7       | 20.5     | 18'         | 68.0       | 141 000              | 3.9  | 3 h 45                  | 2 h 40         | 44.7                                | Composé                             |               |                |                                     |                                     |  |
| 32        | 22.8 | 50.0        | 0           | 23.3        | 97.5          | 1                         | 4.5                 | 3 h         | 1.7         | 20.7        | 23'         | 250 000              | 14.0                         | 12.4                        | 24.0                        | 60.0       | 12.0     | 9'          | 79.0       |                      |      |                         |                |                                     | Partielle Amont                     |               |                |                                     |                                     |  |
| 33        | 22.8 | 44.5        | 2.0         | 17.8        | 90.0          | 0                         | 23.5                | 1 h 30      | 6.6         | 13.3        | 17'5        | 245 000              | 22.0                         | 16.0                        | 33.8                        | 38.5       | 8.5      | 9'          | 57.5       |                      |      |                         |                |                                     | Partielle Amont                     |               |                |                                     |                                     |  |
| 40/41     | 29.8 | 41.0        | 20.1        | 25.0        | 45.0          |                           |                     |             |             | 9.6         | 25'5        | 205 000              | 25.0                         | 18.7                        | 33.8                        | 18.0       | 7.1      | 15'5        | 27.3       | 195 000              | 9.1  | 3 h 15                  | 2 h 20         | 27.4                                | Composé                             |               |                |                                     |                                     |  |
| 40        | —    | 36.6        | 10.0        | 15.8        | 45.0          | 0.5                       | 7                   | 12 h        | 1.0         | 8.6         | 23'         | 180 000              | 24.6                         | 20.4                        | 33.0                        | 18.0       | 6.4      | 14'3        | 27.0       | 95 000               | 7.0  |                         |                |                                     | Partielle Amont                     |               |                |                                     |                                     |  |
| 41        | —    | 14.2        | 2.7         | 9.2         | 30.0          | 1.5                       | 15.8                | 3 h         | 4.6         |             |             | (25 000)             |                              | 15.9                        |                             | (15.0)     |          | (1'2)       | (22.5)     | 100 000              | 12.7 |                         |                |                                     | Hydrométrie Limite                  |               |                |                                     |                                     |  |
| 52/53     | 11.9 | 48.5        | 9.6         | 34.0        | 180.0         |                           |                     |             |             | 31.2        | 22'3        | 280 000              | 10.5                         | 9.7                         | 18.2                        | 84.0       | 18.0     | 10'         | 104.0      | 85 000               | 2.9  |                         |                |                                     | Composé                             |               |                |                                     |                                     |  |
| 52        | —    | 34.0        | 5.6         | 25.8        | 180.0         | 0                         | 3.5                 | 23 h        | 0.1         | 24.2        | 17'         | 180 000              | 9.0                          | 8.2                         | 13.0                        | 94.0       | 15.0     | 8'          | 109.0      |                      |      |                         |                |                                     | Unitaire                            |               |                |                                     |                                     |  |
| 53        | —    | 17.7        | 0.5         | 8.2         | 150.0         | 0                         | 25.8                | 2 h         | 6.0         | 7.0         | 5'3         | 100 000              | 16.0                         | 14.3                        | 39.0                        | 58.0       | 3.0      | 1'8         | 97.0       |                      |      |                         |                |                                     | Partielle Aval                      |               |                |                                     |                                     |  |

GUL6517



*Crues Décennales sur Quelques Bassins Types d'A.O.F. (Superficie 25-50 km<sup>2</sup>)*

| Régime Hydrologique | Pente       | Sous-Sol         | Sol                        | Végétation                | Préci. an. mm | Crue déc. 1/sec/km <sup>2</sup> |
|---------------------|-------------|------------------|----------------------------|---------------------------|---------------|---------------------------------|
| Sahélien            | assez forte | grès imperméable | pratiquement inexistant    | clairsemée                | 600           | 8 à 10.000                      |
| Sahélien            | forte       | grès ferrugineux | argileux imperméable       | clairsemée culture        | 500           | 7 à 8.000                       |
| Sahélien (1)        | assez forte | grès ferrugineux | m. terrain + latérite      | clairsemée                | 500           | 4.000                           |
| Sahélien            | faible      | granitique       | argileux très imperméable  | graminées                 | 450           | 1.600 à 1.700                   |
| Sahélien            | assez forte | granitique       | légèrement perméable       | clairsemée                | 450           | 1.500                           |
| Tropical (2)        | très forte  | andésite         | impermeable                | clairsemée                | 800           | 8 à 10.000                      |
| Tropical            | forte       | grès imperméable | latéritique très perméable | savane claire             | 1.000         | 1.500 à 1.800                   |
| Tropical transition | modérée     | gneiss           | latérite assez perméable   | savane claire             | 1.350         | 300 à 400                       |
| Tropical transition | forte       | quartzite        | perméable sablonneux       | savane boisée             | 1.600         | 400 à 500                       |
| Tropical transition | forte       | grès             | perméabilité moyenne       | assez dense savane boisée | 2.100         | 2.000                           |
| Equatorial          | modérée     | granito-gneiss   | assez perméable            | forêt                     | 1.300         | 400 à 600                       |
| Equatorial          | assez forte | sable            | impermeable (3)            | citée africaine           | 1.500         | 4 à 6.000                       |

(1) Bassin mixte constitué en partie par des terrains du type précédent.

(2) Tendances sahéliennes.

(3) Sable argileux damé par piétinement.

d) L'action de freinage de la végétation est très efficace. Nous en avons eu une preuve évidente par l'étude des régions sahéliennes Sud, pour lesquelles la croissance des graminées dans le courant du mois d'août réduit peut-être le débit de crue dans le rapport de 1 à 1/2 ou de 1 à 1/3. Au contraire, l'extension des cultures conduit, par destruction de la végétation arbustive permanente, à une augmentation du coefficient de ruissellement. La transformation de terrain naturel couvert de végétation en cité indigène augmente considérablement le ruissellement malgré les très nombreux arbres fruitiers et l'absence presque totale de revêtement bitumineux. A BRAZZAVILLE, par exemple, la crue décennale passe de 600-1.000 l/sec/km<sup>2</sup> (?) en terrain naturel, à 4.000-6.000 l/sec/km<sup>2</sup> en cité indigène.

Ces faits étaient connus mais n'avaient pas encore donné lieu à des estimations chiffrées.

e) En régions équatoriales, le ruissellement est très faible pour les raisons suivantes : la dispersion des pluies en deux saisons, si elle favorise la végétation conduit à des averses isolées, rencontrant rarement des conditions de saturation favorable. Si la hauteur d'eau est faible, comme au Dahomey, nous arrivons à des

résultats assez surprenants. C'est ainsi qu'une averse homogène de 50 mm., tombant en terrain assez perméable en fin de saison des pluies, n'a donné lieu à aucun ruissellement et à peu près pas d'écoulement, alors qu'elle aurait provoqué une crue de peut-être 4 à 5.000 l/sec/km<sup>2</sup> dans de nombreuses régions sahéliennes. Les maxima annuels sont alors très irréguliers d'une année à l'autre. Les valeurs sont plus régulières en zone forestière.

f) En zone sahélienne, jusque vers l'isohyète 300 mm., nous avons pu expliquer, avec les bassins versants élémentaires, de nombreuses singularités dont la présentation nous entraînerait trop loin. Précisons simplement que si le sol est relativement imperméable et si les pentes sont modérées, à plus forte raison si elles sont élevées, le volume d'eau produit par les bassins de tête est largement suffisant pour la plupart des besoins; la concentration des pluies en une saison dont le retour est régulier constitue un élément favorable. La difficulté, par contre, consiste à mettre en réserve ces apports en les préservant autant que possible de l'évaporation.

g) L'influence de la pente est forte surtout dans les régions septentrionales.

h) Mais, c'est surtout la perméabilité des couches superficielles du sol qui joue le rôle essentiel. Nous donnerons deux exemples de bassins ayant le même substratum de grès ordoviciens donc identiques, d'après la carte géologique, les superficies et les pentes étant du même ordre.

Sur l'un de ces bassins (précipitation annuelle 600 mm.), le grès est à peu près nu. Sur l'autre, il disparaît sous une couverture latéritique assez épaisse (précipitation annuelle 1.000 mm.). Les crues décennales correspondent à 1.000-9.000 l/sec/km<sup>2</sup> dans le premier cas, 2.000 à 2.500 l/sec/km<sup>2</sup> dans le second cas.

Nous avons estimé indispensable, à la suite de ces constatations, de faire étudier tous nos bassins par des pédologues.

Pour les crues des grands cours d'eau, l'étude de bassins élémentaires présente également un grand intérêt. Elle permet souvent de préciser le degré de probabilité des rares crues connues. Elle donne des précisions sur les valeurs limites des coefficients d'écoulement et de ruissellement ainsi que sur le coefficient d'abattement à affecter aux précipitations maxima ponctuelles. Enfin, elle peut permettre la reconstitution artificielle d'une crue en décomposant le grand bassin en bassins plus petits.

Les bassins élémentaires ne sont pas utilisés exclusivement pour l'étude des débits de crues : dans de nombreux cas, nous avons pu obtenir rapidement les volumes moyens annuels disponibles. Les résultats obtenus par les mesures de transports solides complètent les mesures de matériaux en suspension faites sur les grands fleuves.

L'observation des bacs Colorado a permis d'étendre nos connaissances sur l'évaporation des nappes d'eau libre en zones soudanienne et sahélienne. Un des rapports présentés à ce Congrès par M. BOUCHARDEAU fait la synthèse de ces résultats et de ceux recueillis à nos stations météorologiques du TCHAD.

Dans l'Est de ce dernier territoire, les études de ruissellement vont être menées conjointement avec celle de l'inférox dans le lit des cours d'eau à sec, 10 mois par an, ce qui permettra de préciser les ressources en eaux souterraines de cette région.

Pour les études de climatologie comme pour celles concernant le ruissellement, il y a tout intérêt à observer simultanément au moins deux bassins élémentaires de régime différent. La dispersion des résultats pour un seul bassin est assez grande, leur examen est, parfois, un peu décevant si on les considère isolément alors que les comparaisons ne peuvent que mieux dégager les tendances des diverses régions types.

Le coût des études sur petits bassins est assez élevé. Il varie beaucoup avec les conditions économiques locales et, surtout, avec les difficultés d'accès. Pour en donner une idée, indiquons que les frais de fonctionnement relatifs à un groupe de deux

bassins distincts (un ingénieur, deux agents techniques européens) atteignent 130 % environ des mêmes frais relatifs à une de nos équipes hydrologiques classiques exploitant, en moyenne, une quarantaine de stations de jaugeage normales, réparties sur 500 à 800.000 km<sup>2</sup>.

Le prix de revient élevé de cette méthode limite son champ d'application, mais on peut voir, par ce qui précède, qu'elle permet d'obtenir rapidement des résultats substantiels. Elle peut donc rendre de très grands services soit lorsque l'on veut approfondir l'étude hydrologique d'un bassin déjà étudié par les méthodes classiques, en raison de l'importance des réalisations envisagées, cas des projets élaborés par Electricité de France sur le KOULOU et le KONKOURE, soit lorsqu'il s'agit de dégager rapidement les caractéristiques hydrologiques de régimes très mal connus.

# EFFICIENCY OF THE ESTIMATION OF FLOODS WITH A GIVEN RETURN PERIOD

ZDZISLAW KACZMAREK

*Warsaw*

## SUMMARY

A maximal annual stream flow with a given return period  $Q_{\max T}$  is generally dependent on a certain number of parameters estimated in various ways from an  $N$ -element random sample. The value of  $Q_{\max T}$  is thus an estimate of the real flood recurring once in  $T$  years in an infinite statistical population of maximal flows.

In order to determine the efficiency of the estimation the Author works out asymptotic distributions of the estimate  $Q_{\max T}$  for the distribution function  $F(Q_{\max})$  defined by the Foster and Gumbel methods and the log-normal method. He introduces the notion of confidence intervals of the estimate, giving a rational basis for the determination of the safety factor, dependent on the required confidence coefficient  $\alpha$ . The considered confidence interval on the flow  $Q_{\max T}$  essentially differs from the control interval used by Gumbel, which interval characterized only the deviation of an individual  $m$ -th element in an ordered  $N$ -year observation sequence.

Numerical examples illustrate the application of the formulas deduced, permitting a comparison of the efficiency of the estimate  $Q_{\max T}$  as determined by different methods.

## INTRODUCTION.

Floods occurring once in every  $T$  years belong to the fundamental elements of hydrological analysis. They are determined by various methods on the grounds of an  $N$ -year observation period, whose length is often many times smaller than the length of the return period. This procedure involves, of course, an error due to the random occurrence of the phenomena in which we are interested within a comparatively short  $N$ -year period. We are fully aware of the fact that the greater the ratio  $\frac{N}{T}$  the more accurately we can define the flow  $Q_{\max T}$ . But in order to estimate the degree of accuracy quantitatively we must resort to the methods of research applied in mathematical statistics.

Each flood may be regarded as a random variable. Owing to the random co-action of various causes it may assume various random values in each year. In the general population of floods we can define the quantile  $Q_{\max T}$  satisfying the relation

$$\text{Probability } (Q_{\max} \geq Q_{\max T}) = 1 - F(Q_{\max T}) = p = \frac{1}{T} \quad (1)$$

Thus, if we understand by  $Q_{\max}$  an arbitrary value of the random variable, then a flood with a given return period denotes a particular value of that variable uniquely defined by relation (1). This means that the knowledge of the distribution function  $F(Q_{\max T})$  is both a necessary and a sufficient condition of determining a flow with an arbitrary return period.

Practically, the general population of annual maximal flows comprising all the values of floods which have taken place or will take place in our geological era



is absolutely inaccessible to our investigation. Thus we do not know the exact shape of the distribution function and no more can we define exactly the characteristic parameters for a given river section. Several authors investigating the extreme stages or discharges on rivers have suggested various methods of estimating the distribution of maximal stream flows. The estimations concern both the shape of the function and the parameters of the distribution. Most of them have arisen by way of choosing such or other curve for the empirical distribution of  $Q_{\max}$  within the accessible observation periods. They might be termed a group of quasi-theoretical distributions. Gumbel has adopted for determining the distribution of floods the asymptotic distribution function of the extreme values.

Each of the above-mentioned distributions, whatever the method of establishing it has been, can be represented in the form of the function

$$\widehat{Q}_{\max, T} = H(\widehat{g}_1, \widehat{g}_2, \dots, \widehat{g}_k, T) \quad (2)$$

where

$\widehat{g}_1, \widehat{g}_2, \dots, \widehat{g}_k$  denote the parameters of the distribution estimated in various ways from an N-element random sample, T denotes the return period in years. Assuming that the observation material is correct, we can speak of errors of two kinds in determining the quantile  $Q_{\max, T}$  by means of equation (2):

- errors of the shape of the function H in relation to the general distribution function according to which the general population  $Q_{\max}$  is distributed,
- errors in determining the parameters  $\widehat{g}$  on the grounds of a short observation period.

It is difficult to say anything definite about the errors of the first kind. In practice we tacitly assume that all distributions used in hydrology would give an almost adequate picture of the general distribution function if we had a very long observation period at our disposal. Gumbel's introduction of the asymptotic distribution of the extreme value into hydrology may be regarded as an important step forward in the choice of the shape of function. The principal object of this paper is the determination of the character and magnitude of the errors of the second kind. They are of particular importance in view of the fact that we usually have very short observation periods at our disposal.

#### ESTIMATION AND ITS EFFICIENCY.

If a general statistical population cannot be covered by our investigations, then we base our deductions on the accessible part of that population which is termed a random sample.

A function defined in the set of element of the sample, of the type  $g(x_1, x_2, \dots, x_N)$ , is called the estimate of the unknown parameter g. E.G., the mean value of a sample, defined by means of the function  $x = \frac{\sum x_i}{N}$  is an example of an estimate.

Since the arrangement of elements in the sample is of a random nature, the estimate is a new random variable with the distribution function

$$F_g(x) = P(\widehat{g} < x) \quad (3)$$

usually dependent on the parent distribution function of the random variable X. The more the values of an estimate are concentrated around the general parameter g,

the better estimate it is. The smaller the mean deviation  $\sigma_g$  of the estimate  $\hat{g}$ , the smaller the risk of error which we commit basing our conclusions on the investigation of a random sample.

The relative efficiency of the estimate  $\hat{g}_a$  with respect to the estimate  $\hat{g}_b$  (both of them estimating the same general parameter  $g$ ) is the ratio

$$e = \frac{\sigma_{\hat{g}_b}}{\sigma_{\hat{g}_a}} \quad (4)$$

If  $e < 1$ , the estimate  $\hat{g}_a$  is better (more efficient) than the estimate  $\hat{g}_b$ . If  $e > 1$  it is the estimate  $\hat{g}_b$  that is more efficient.

At the present state of our knowledge the exact form of a sampling distribution can only be reached in a comparatively small number of cases. Usually we are dealing with so called asymptotic distributions, valid for a sufficiently large size of the sample. In this case we can speak of the relative asymptotic efficiency of the estimates.

The above considerations apply in mathematical statistics to the parameters of a random variable. However, they can easily be extended to the functions of those parameters, i.e., also to the statistical distribution of type (2). We thus reach an extremely important conclusion, namely that a flood with a given return period, determined by means of equation (2) on the grounds of an  $N$ -year observation period, is an estimate of the quantile  $Q_{\max_T}$  of the general population of floods. In order to check the accuracy of estimation we must first determine the statistical distribution of the quantile

$$F_H(x) = P(\hat{Q}_{\max_T} < x) \quad (5)$$

or the frequency function

$$f_H(x) = F'_H(x) \quad (5a)$$

The above expression can be presented in another form. Introducing the notion of a reduced random variable

$$t = \frac{x - Q_{\max_T}}{\sigma_H}$$

where  $\sigma_H$  denotes the standard deviation of the estimate  $\hat{Q}_{\max_T}$ , we shall obtain the distribution function

$$F_H(x) = F_H(t) = P(\hat{Q}_{\max_T} < \hat{Q}_{\max_T} + t \cdot \sigma_H) \quad (6)$$

If we have the relation

$$P(t_1 < \frac{\hat{Q}_{\max_T} - Q_{\max_T}}{\sigma_H} < t_2) = \int_{t_1}^{t_2} f_H(t) dt = \alpha \quad (7)$$

then the probability  $\alpha$  is called the *confidence level* and the interval  $(t_1, t_2)$ —the *confidence interval* on the level  $\alpha$ . The higher confidence level is assumed, the greater is the interval  $(t_1, t_2)$ . This also means reducing the risk that the difference between the real and the estimated flood will be outside that interval.

The fact that the value  $\hat{Q}_{\max_T}$  estimated on the grounds of an  $N$ -year observation

period is a random variable with distribution (6) has not been duly considered in hydrological projects so far.

## THE METHOD OF GUMBEL

In recent years several papers of Gumbel have appeared [10, 11, 12] concerning the statistical distribution of extreme phenomena in nature and technical applications. Basing himself on the asymptotic distribution of maximal value, deduced by Fisher and Tippett [7], Gumbel determines the flood with a given return period. In the sequel we shall use the following notation:

$E(x)$ ,  $\sigma$ ,  $\mu_2$ ,  $\mu_3$ , ...,  $C_v$ ,  $C_s$ —the mean value, the standard deviation and other parameters of the general population,  $\bar{x}$ ,  $s$ ,  $m_2$ ,  $m_3$ , ...,  $\hat{C}_v$ ,  $\hat{C}_s$ —the same parameters estimated from a random sample.

Using the above symbols we shall represent Gumbel's distribution in the form

$$\hat{Q}_{\max T} = \overline{Q_{\max}} + \frac{y_T - y_N}{S_N} \cdot S \quad (8)$$

where

$$y_T = - \left( 0,834 + 2,303 \log \log \frac{1}{1 - \frac{1}{T}} \right)$$

The coefficients  $y_N$  and  $S_N$  dependent only on the sample size  $N$ .  $\overline{Q_{\max}}$  and  $S$  being statistical parameters, estimated from the sample. Writing  $A = \frac{y_T - y_N}{S_N}$  and  $S = \sqrt{m_2}$  we obtain

$$\hat{Q}_{\max T} = \overline{Q_{\max}} + A \sqrt{m_2}$$

It is proved in mathematical statistics [3] that if  $H$  is a function of moments in a sample, of the type  $H(x, m_2)$ , then the distribution of that function is asymptotically normal of the form  $N(E(H), \sigma_H)$ , where

$$E(H) = H(E(x), \mu_2) \quad (10)$$

and

$$\sigma_H^2 = \mu_2(\bar{x}) \left( \frac{\partial H}{\partial \bar{x}} \right)^2 + \mu_2(m_2) \left( \frac{\partial H}{\partial m_2} \right)^2 + 2\mu_{11}(\bar{x}, m_2) \frac{\partial H}{\partial \bar{x}} \frac{\partial H}{\partial m_2} \quad (10a)$$

The partial derivative being found at the point  $\bar{x} = E(x)$  and  $m_2 = \mu_2$ . In the case under consideration the function  $H$  is of the form defined by equation (9). Hence we obtain

$$\frac{\partial H}{\partial \overline{Q_{\max}}} = 1, \quad \frac{\partial H}{\partial m_2} = \frac{A}{2\sqrt{\mu_2}}$$

The moments occurring in expression (10a) are equal to

$$\mu_2(\overline{Q_{\max}}) = \frac{\mu_2}{N}$$

$$\mu_2(m_2) = \frac{\mu_4 - \mu_2^2}{N}$$

$$\mu_{11}(\overline{Q_{\max}}, m_2) = \frac{\mu_3}{N}$$

where  $\mu_2, \mu_3, \mu_4$  denote the moments of the random variable  $Q_{\max}$ . Substituting all the above expressions in equations (10) and (10a) we obtain

$$E(Q_{\max_T}) = Q_{\max_T} = E(Q_{\max}) + A \sqrt{\mu_2}$$

$$\sigma_H^2 = \frac{\mu_2}{N} \left[ 1 + A \frac{\mu_3}{\mu_2^{3/2}} + \frac{A^2}{4} \frac{\mu_4 - \mu_2^2}{\mu_2^2} \right]$$

The quantity  $y_T$  occurring in equation (8) can be regarded as the quantile of the random variable  $y$  with the distribution

$$\Phi(y) = e^{-e^{-y}} \quad \text{and} \quad \varphi(y) = e^{-y} e^{-e^{-y}}$$

where  $e$  denotes the base of common logarithms. Between the variable  $Q_{\max}$ , in which we are interested and the variable  $y$  there is a linear relation of the type

$$Q_{\max} = a + by$$

It is easy to see that between the moments of the variable  $Q_{\max}$  and the moments of the variable  $y$  there is a simple relation

$$\mu_r = b^r \mu'_r \quad (11)$$

where

$\mu'_r$  — the central moment of order  $r$  of the variable  $y$ .

$\mu_r$  — the central moment of order  $r$  of the variable  $Q_{\max}$ .

Starting from the characteristic function of the distribution  $\Phi(y)$  worked out by Fisher and Tippett [7], we can prove that the central moments of the variable  $y$  are as follows

$$\mu'_2 = 1,6449 \quad \mu'_3 = 2,4041 \quad \mu'_4 = 14,6110$$

Substituting the above value in equation (10a) and taking into account relation (11) we obtain

$$\sigma_H^2 = \frac{\mu_2}{N} (1 + 1,299.A + 1,100.A^2)$$

Replacing  $\mu_2$  by the sample variance  $m_2 = S^2$  and substituting

$$\zeta(T) = \sqrt{1 + 1,299.A + 1,100.A^2}$$

we finally obtain

$$\sigma_H = \zeta(T) \cdot \frac{S}{\sqrt{N}} \quad (12)$$

The above considerations lead to the conclusion that the estimate  $\hat{Q}_{\max_T}$  has a normal distribution  $N(Q_{\max_T}, \sigma_H)$ . Clearly, the reduced variable  $t$  also has a normal distribution. Moreover, we can prove that the distribution function of the variable  $t$  has the form  $N(0,1)$ . Consequently the probability

$$P(-t\sigma_H < \hat{Q}_{\max_T} - Q_{\max_T} < t\sigma_H) = \alpha \quad (13)$$

can be found in the tables of normal distribution. Some values of  $\zeta(T)$  are listed in table 1. The values  $t$  in relation to the confidence level  $\alpha$  are given in table 2.



TABLE

| T<br>N   | 1000  | 100   | 20    | 10    | 4     | 2     | 1,33  | 1,11  | 1,01  |
|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 20       | 6,962 | 4,717 | 3,125 | 2,453 | 1,545 | 0,913 | 0,815 | 1,065 | 1,608 |
| 25       | 6,795 | 4,608 | 3,059 | 2,405 | 1,524 | 0,912 | 0,811 | 1,047 | 1,569 |
| 30       | 6,675 | 4,531 | 3,013 | 2,371 | 1,509 | 0,911 | 0,808 | 1,035 | 1,541 |
| 40       | 6,516 | 4,426 | 2,949 | 2,325 | 1,488 | 0,909 | 0,806 | 1,018 | 1,505 |
| 50       | 6,412 | 4,360 | 2,908 | 2,295 | 1,475 | 0,908 | 0,804 | 1,006 | 1,481 |
| 60       | 6,342 | 4,314 | 2,881 | 2,276 | 1,647 | 0,907 | 0,803 | 0,999 | 1,464 |
| 80       | 6,247 | 4,252 | 2,843 | 2,249 | 1,455 | 0,907 | 0,801 | 0,990 | 1,443 |
| 100      | 6,190 | 4,215 | 2,821 | 2,232 | 1,448 | 0,907 | 0,800 | 0,984 | 1,431 |
| $\infty$ | 5,846 | 3,987 | 2,687 | 2,137 | 1,405 | 0,904 | 0,794 | 0,950 | 1,353 |

TABLE 2

|          |       |       |       |       |       |       |       |       |
|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $\alpha$ | 0,000 | 0,500 | 0,683 | 0,800 | 0,900 | 0,980 | 0,990 | 0,997 |
| $t$      | 0,000 | 0,674 | 1,000 | 1,282 | 1,645 | 2,326 | 2,576 | 3,000 |

The expression obtained makes it possible to judge the accuracy of the estimated flow with a given return period and thus provides a basis for establishing more rationally the safety factor in designing hydrotechnical buildings for a T-year flood.

#### THE METHOD OF FOSTER

As we know, Foster [8] has defined the maximal stream flow with a given return period by means of the formula

$$\hat{Q}_{\max T} = \overline{Q_{\max}} (1 + \Phi C_V) \quad (14)$$

where  $\Phi$  is a function dependent on the asymmetry coefficient  $C_s$  and on the frequency of the appearance of the flood  $p = \frac{1}{T}$ . After simple transformation we obtain

$$\hat{Q}_{\max T} = \overline{Q_{\max}} + \Phi \sqrt{m_2} \quad (15)$$

The above expressions are based on the assumption that floods are subject to Pearson's distribution, type III, defined by means of a frequency function

$$f(Q_{\max}) = Y_0 \cdot e^{-\gamma Q_{\max}} \left(1 + \frac{Q_{\max}}{a}\right)^{\gamma a} \quad (16)$$

where

$Y_0 = \frac{b^{b+1}}{ae^b \Gamma(b+1)}$  denotes the ordinate of the frequency curve at the modal point,

$\gamma$ ,  $a$  and  $b = \gamma a$  are the parameters of the distribution. Using the method given by Elderton [6] we can easily calculate the central moments of the variable  $Q_{\max}$ . Any moment of order  $r$  about the start of the curve is equal to

$$\nu_r = \int_{-a}^{\infty} Y_{0.e}^{-\gamma Q_{\max}} \left(1 + \frac{Q_{\max}}{a}\right)^b \cdot (Q_{\max} + a)^r dQ_{\max} = \frac{\Gamma(b+r+1)}{\gamma^r \Gamma(b+1)}$$

Between the initial and the central moments we have the relation

$$\mu_r = \nu_r - r \cdot D \cdot \mu_{r-1} - \frac{r(r-1)}{2!} \cdot D^2 \cdot \mu_{r-2} - \dots$$

From the condition that the central moment of the first order is always equal to zero we obtain  $\frac{D}{\gamma} = (b+1)$ , whence, after transformations, the central moments

$$\begin{aligned}\mu_2 &= \frac{(b+1)}{\gamma^2} \\ \mu_3 &= \frac{2(b+1)}{\gamma^3} \\ \mu_4 &= \frac{3(b+1)(b+3)}{\gamma^4} \\ \mu_5 &= \frac{4(b+1)(5b+11)}{\gamma^5} \\ \mu_6 &= \frac{5(b+1)(3b^2+32b+53)}{\gamma^6}\end{aligned}$$

It will also be observed that on the basis of the first two equations of the above system we shall define the parameters of distribution (16).

$$b = \frac{4\mu_3^2}{\mu_2^3} - 1 = \frac{4}{C_s^2} - 1, \quad \gamma = \frac{2\mu_2}{\mu_3} = \frac{2}{\sigma C_s}.$$

We shall now determine the distribution of the estimate  $\hat{Q}_{\max_T}$  defined by the relation (15), i.e. dependent on three moments from the random sample. Cramer [3] proves that the distribution of the function type  $H(x, m_2, m_3)$  is asymptotically normal  $N(E(H), \sigma_H)$ , where

$$E(H) = H(E(x), \mu_2, \mu_3)$$

and

$$\sigma^2_H = \mu_2(x) \left( \frac{\partial H}{\partial x} \right)^2 + \mu_2(m_2) \left( \frac{\partial H}{\partial m_2} \right)^2 + \mu_2(m_3) \left( \frac{\partial H}{\partial m_3} \right)^2 + 2\mu_{11}(x, m_2) \frac{\partial H}{\partial x} \frac{\partial H}{\partial m_2} + 2\mu_{11}(x, m_3) \frac{\partial H}{\partial x} \frac{\partial H}{\partial m_3} + 2\mu_{11}(m_2, m_3) \frac{\partial H}{\partial m_2} \frac{\partial H}{\partial m_3} \quad (17a)$$

The partial derivatives being calculated at the point  $\bar{x} = E(x)$ ,  $m_2 = \mu_2$ ,  $m_3 = \mu_3$ . From the function (15) we obtain

$$\begin{aligned}\frac{\partial H}{\partial Q_{\max}} &= 1 \\ \frac{\partial H}{\partial m_2} &= \frac{1}{2\sqrt{\mu_2}} \left( \Phi - 3C_s \frac{d\Phi}{dC_s} \right) = \alpha_1 \frac{1}{2\sqrt{\mu_2}} \\ \frac{\partial H}{\partial m_3} &= \frac{d\Phi}{dC_s} \frac{1}{\mu_2} = \alpha_2 \frac{1}{\mu_2}\end{aligned}$$

The values  $\alpha_1$  and  $\alpha_2$  for various  $C_s$  and for various frequencies  $p\%$  are defined on the basis of Foster's tables.

We shall now determine the central moments of the parameters  $\overline{Q_{\max}}$ ,  $m_2$ , and  $m_3$ . Using the general methods of calculating the variance and the covariance of the moments estimated from the random sample [3] we shall define all the terms of equation (17a).

The variance of the mean is equal to

$$\mu_2(\overline{Q_{\max}}) = \frac{\mu_2}{N} = \frac{1}{\gamma^2 N} (b + 1)$$

The variance of the moment  $m_2$  is

$$\mu_2(m_2) = \frac{\mu_4 - \mu_2^2}{N} = \frac{1}{\gamma^4 N} 2(b + 1)(b + 4)$$

For the third moment of the sample we have

$$\mu_2(m_3) = \frac{\mu_6 - 6\mu_2\mu_4 - \mu_2^3 + 9\mu_2^3}{N} = \frac{1}{\gamma^6 N} 6(b + 1)(b^2 + 17b + 36)$$

The variance of the mean value and the moment  $m_2$  is equal to

$$\mu_{11}(\overline{Q_{\max}}, m_2) = \frac{\mu_3}{N} = \frac{1}{\gamma^3 N} 2(b + 1)$$

Similarly the covariance between  $\overline{Q_{\max}}$  and  $m_3$  is

$$\mu_{11}(\overline{Q_{\max}}, m_3) = \frac{\mu_4 - 3\mu_2^2}{N} = \frac{1}{\gamma^4 N} 6(b + 1)$$

Finally, determining the covariance between the moments  $m_2$  and  $m_3$  of the sample we obtain

$$\mu_{11}(m_2, m_3) = \frac{\mu_5 - 4\mu_2\mu_3}{N} = \frac{1}{\gamma^5 N} 12(b + 1)(b + 3)$$

Substituting the above expression in equation (17a) and considering that

$$\frac{1}{\gamma^2} = \frac{\sigma^2 C_s^2}{4} = \sigma \frac{1}{(b + 1)} \quad (18)$$

we obtain

$$\begin{aligned} \sigma^2_H = & \frac{\sigma^2}{N} \left[ 1 + \frac{(b + 4)}{2(b + 1)} \alpha_1^2 + \frac{6(b^2 + 17b + 36)}{(b + 1)^2} \alpha_2^2 + \right. \\ & \left. + \frac{2}{\sqrt{b + 1}} \alpha_1 + \frac{12}{(b + 1)} \alpha_2 + \frac{12}{(b + 1)\sqrt{b + 1}} \alpha_1 \alpha_2 \right] \end{aligned}$$

Replacing the expression in the parenthesis by  $\zeta(T)^2$  and  $\sigma$  by the standard deviation from the sample  $S$  we finally obtain

$$\sigma = \zeta(T) \frac{S}{\sqrt{N}} \quad (19)$$

The values of  $\zeta(T)$ , dependent only on  $T$  and  $C_s$ , are listed in table 3.

TABLE 3

| $p\%$ | 0,1    | 1,0    | 5,0   | 10    | 25    | 50     |
|-------|--------|--------|-------|-------|-------|--------|
| $T$   |        |        |       |       |       |        |
| $C_s$ | 1000   | 100    | 20    | 10    | 4     | 2      |
| 0,0   | 4,370  | 2,626  | 1,689 | 1,380 | 1,122 | 1,064  |
| 0,2   | 4,930  | 2,995  | 1,885 | 1,504 | 1,171 | 1,072  |
| 0,4   | 5,693  | 3,440  | 2,095 | 1,631 | 1,217 | 1,088  |
| 0,6   | 6,629  | 3,948  | 2,317 | 1,753 | 1,265 | 1,111/ |
| 0,8   | 7,731  | 4,514  | 2,548 | 1,872 | 1,314 | 1,143  |
| 1,0   | 8,985  | 5,124  | 2,779 | 1,986 | 1,371 | 1,189  |
| 1,2   | 10,402 | 5,779  | 3,012 | 2,097 | 1,429 | 1,245  |
| 1,4   | 11,990 | 6,469  | 3,240 | 2,199 | 1,509 | 1,311  |
| 1,6   | 13,754 | 7,185  | 3,459 | 2,295 | 1,590 | 1,380  |
| 1,8   | 15,704 | 7,912  | 3,667 | 2,390 | 1,685 | 1,439  |
| 2,0   | 17,839 | 8,640  | 3,857 | 2,486 | 1,784 | 1,492  |
| 2,2   | 20,170 | 9,358  | 4,031 | 2,586 | 1,886 | 1,523  |
| 2,4   | 22,730 | 10,043 | 4,186 | 2,669 | 1,997 | 1,509  |
| 2,6   | 25,528 | 10,685 | 4,317 | 2,838 | 2,065 | 1,446  |
| 2,8   | 28,542 | 11,273 | 4,439 | 2,992 | 2,092 | 1,330  |
| 3,0   | 31,858 | 11,782 | 4,544 | 3,194 | 2,126 | 1,094  |

In view of the normal character of the asymptotic distribution of estimate (15), also in this case formula (13) may be used.

#### THE LOG-NORMAL DISTRIBUTION.

It is for some considerable time that we have repeatedly met, in hydrological literature [4, 15, 18], with the assertion that floods are subject to a logarithmic normal distribution. That would mean that the logarithms of  $Q_{\max}$  are normally distributed with the frequency function

$$f(\lg Q_{\max}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_{\lg}} e^{-\frac{(\lg Q_{\max} - \lg Me)^2}{2\sigma_{\lg}^2}} \quad (20)$$

where

$\lg Me$  is the logarithm of the median of floods

$\sigma_{\lg}^2$  is the variance of the logarithms  $Q_{\max}$

Introducing the reduced variable  $z$  and replacing the population parameters by values estimated from the sample we have

$$\lg \hat{Q}_{\max T} = \lg \hat{Q}_{\max} + z \cdot S_{\lg} \quad (21)$$

The values of  $z$  dependent on  $T$  can be found in the tables of normal distribution.

The exact distribution of estimate (21) is so called non-central t-distribution. described in the Welch and Johnson's paper. Some approximate method was given by Beard [2]. Now we shall take into consideration the asymptotic distribution of estimate (21). Proceeding as in Gumbel's method and considering the fact that in

the case of a normal distribution the central moments  $\mu_3 = 0$  and  $\mu_4 = 3\mu_2^2$ , we obtain the expression

$$E(H_{lg}) = \log Q_{\max_T} = H [E(\lg Q_{\max}), \mu_{2_{lg}}] \quad (22)$$

and

$$\sigma_{H_{lg}}^2 = \frac{\mu_{2_{lg}}}{N} \left( 1 + \frac{Z^2}{2} \right) \quad (23)$$

Replacing  $\sigma_{lg}$  by the sample standard deviation  $S_{lg}$  and writing

$$\zeta(T) = \sqrt{1 + \frac{Z^2}{2}}$$

we finally obtain

$$\sigma_{H_{lg}} = \zeta(T) \frac{S_{lg}}{\sqrt{N}} \quad (24)$$

Thus the estimate  $\lg \hat{Q}_{\max_T}$  has an asymptotic normal distribution. It will be observed, however, that in the case under consideration the flood  $\hat{Q}_{\max_T}$  is distributed around the quantile  $Q_{\max_T}$  in a manner other than normal.

Now, we shall find the standard deviation of the estimate  $\hat{Q}_{\max_T}$ , which makes it possible to define the relative efficiency of the estimation. It can be proved, however, that between the distribution of the logarithms of the random variable and the distribution of the variable itself there exist relations which make it possible to pass from the parameters  $S_{lg}$  to the parameters  $S$ . On the grounds of our previous considerations we obtain

$$\lg Q_{\max_T} = \lg Me + z \cdot \sigma_{lg}$$

Hence

$$Q_{\max_T} = Me \cdot 10^{z \cdot \sigma_{lg}}$$

Between the mean value  $E(Q_{\max})$  and the median  $Me$  we have, with a log-normal distribution, the following relation [13]

$$E(Q_{\max}) = Me \cdot 10^{\frac{\sigma_{lg}^2}{2M}}$$

where  $M = \log e = 0,4343$ . Substituting we obtain

$$Q_{\max_T} = E(Q_{\max}) \cdot 10^{\sigma_{lg} \left( z - \frac{\sigma_{lg}}{2M} \right)}$$

Between the mean deviations of the logarithms of the random variable and the mean deviation of the variable itself we have, approximately, the following relation [13]

$$\sigma_{lg} \cong M \cdot \frac{\sigma}{E(Q_{\max})} = M \cdot C_v \quad (25)$$



Hence, considering that  $10^M = e$ , we obtain

$$Q_{\max_T} \cong E(Q_{\max}) \cdot e^{C_v(z - 0,5C_v)}$$

Applying equations (25) to the mean deviation  $\sigma_{H_{lg}}$  we have

$$\sigma_{H_{lg}} \cong \zeta(T) \frac{\sigma_{lg}}{\sqrt{N}} = M \frac{\sigma_H}{Q_{\max_T}}$$

Hence, after transformations and replacing  $\sigma$  by the sample standard deviation, we obtain

$$\sigma_H \cong \zeta(T, C_v) \cdot \frac{S}{\sqrt{N}}$$

The values of  $\zeta(T)$  and  $\zeta(T, C_v)$  are listed in table 4.

TABLE 4

| T          | 1000            | 100    | 20    | 10    | 4     | 2     |
|------------|-----------------|--------|-------|-------|-------|-------|
| z          | 3,090           | 2,326  | 1,645 | 1,282 | 0,674 | 0,000 |
| $\zeta(T)$ | 2,403           | 1,925  | 1,534 | 1,350 | 1,108 | 1,000 |
| $C_v$      | $\zeta(T, C_v)$ |        |       |       |       |       |
| 0,2        | 4,369           | 3,005  | 2,089 | 1,709 | 1,243 | 0,980 |
| 0,4        | 7,634           | 4,505  | 2,734 | 2,082 | 1,340 | 0,923 |
| 0,6        | 12,815          | 6,495  | 3,438 | 2,433 | 1,386 | 0,834 |
| 0,8        | 20,671          | 8,990  | 4,154 | 2,735 | 1,379 | 0,726 |
| 1,0        | 32,042          | 11,952 | 4,821 | 2,951 | 1,319 | 0,607 |

As we see, in the case of a logarithmic-normal distribution the standard deviation of the estimate  $Q_{\max_T}$  is dependent to a much greater extent than before on the degree of variability of floods. Hence we immediately conclude that this distribution should not be used with large values of  $C_v$ .

#### CONCLUSIONS.

We may now draw certain conclusions, essential in the practical application of statistical methods to the analysis of flood phenomena. To begin with, we find that calculating  $Q_{\max_T}$  on the basis of an N-year observation period we have no right to regard the obtained result as the real value of the flood reached or exceeded once in T years on the average. On the grounds of statistical methods we can only expect with probability  $\alpha$  that the desired quantile  $Q_{\max_T}$  is in the interval

$$(\hat{Q}_{\max_T} - t \cdot \sigma_H < Q_{\max_T} < \hat{Q}_{\max_T} + t \cdot \sigma_H)$$

If the value  $\alpha$  is large, then there is only a small probability  $1 - \alpha$ , that  $Q_{\max_T}$  will

exceed the above limits, e.g., if we assume that  $\alpha = 0,9$ , then, on the average, only one N-element sample out of ten will give us such a value of the estimate  $Q_{\max_T}$  that the above limits will be exceeded. Consequently, we may suppose that determining  $Q_{\max_T}$  from one sample we shall not hit upon such a disadvantageous case. This does not mean, however, that we have absolute certainty on that point. Obviously, the greater value of  $\alpha$  is assumed the more certain our conclusion will be.

The above considerations suggest the conclusion that beside the hitherto existing concept of the probability curve of floods we should introduce the concept of probability space on the level  $\alpha$ . The boundaries of that space are defined by equation (7).

#### A NUMERICAL EXAMPLE.

For the gaging station Warsaw on the Vistula river we have the statistical sequence of floods from the years 1914-1953. We shall define:

the floods  $Q_{\max_T}$  determined by means of Gumbel's, Foster's and log-normal methods,

the relative asymptotic efficiency of the estimation, and the boundaries of the probability space on the level  $\alpha = 0,8$

From the statistical sequence we obtain the following parameters of the distribution:

the mean value  $\overline{Q_{\max}} = 2374 \text{ m}^3/\text{se};c,$

the standard deviation  $S = 1135 \text{ m}^3/\text{sec},$

coefficient of variation  $\hat{C}_v = 0,478,$

coefficient of asymmetry  $\hat{C}_s = 0,788,$

the parametres of the log-normal distribution  $\lg Q_{\max} = 3,3266$  and  $S_{\lg} = 0,210$

*Gumbel's method*

Using formulas (8) — (12) we obtain

$$\hat{Q}_{\max_T} = \overline{Q_{\max_T}} + \frac{y_T - y_N}{S_N} \cdot S$$

$$\sigma_H = \zeta(T) \cdot \frac{S}{\sqrt{N}}$$

$$\hat{Q}'_{\max_T} = \hat{Q}_{\max_T} - t \cdot \sigma_H, \hat{Q}''_{\max_T} = \hat{Q}_{\max_T} + t \cdot \sigma_H$$

The results of the calculations are shown in table 5 and on fig. 1.

TABLE 5

| T    | $\frac{y_T - y_N}{S_N}$ | $\hat{Q}_{\max_T}$ | $\zeta(T)$ | $\sigma_H$ | $t \cdot \sigma_H$ | $\hat{Q}''_{\max_T}$ | $\hat{Q}'_{\max_T}$ |
|------|-------------------------|--------------------|------------|------------|--------------------|----------------------|---------------------|
| 1000 | 5,577                   | 8705               | 6,516      | 1169       | 1499               | 10203                | 7205                |
| 100  | 3,563                   | 6418               | 4,426      | 794        | 1018               | 7436                 | 5400                |
| 20   | 2,120                   | 4780               | 2,949      | 529        | 678                | 5458                 | 4102                |
| 10   | 1,496                   | 4072               | 2,325      | 417        | 535                | 4607                 | 3537                |
| 4    | 0,615                   | 3072               | 1,488      | 267        | 342                | 3414                 | 2730                |
| 2    | -0,153                  | 2200               | 0,909      | 163        | 209                | 2409                 | 1991                |

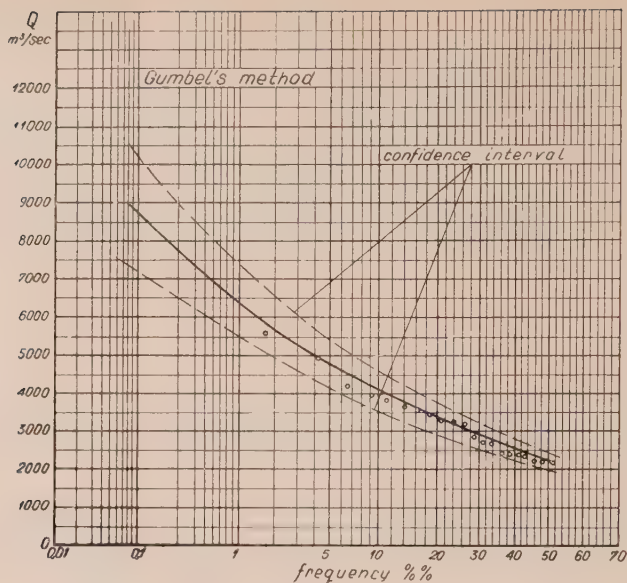


Fig. 1

Foster's method.

Using formulas (14) — (19) we obtain the following expressions

$$\hat{Q}_{\max_T} = \overline{Q_{\max}}(1 + \Phi C_v)$$

$$\sigma = \zeta(T) \cdot \frac{S}{\sqrt{N}}$$

$$\hat{Q}'_{\max_T} = \hat{Q}_{\max_T} - t \cdot \sigma_H, \quad \hat{Q}''_{\max_T} = \hat{Q}_{\max_T} + t \cdot \sigma_H$$

The obtained results are shown in table 6 and graphically on figure 2.

TABLE 6

| T    | $\Phi$ | $\hat{Q}_{\max_T}$ | $\zeta(T)$ | $\sigma_H$ | $t\sigma_H$ | $\hat{Q}''_{\max_T}$ | $\hat{Q}'_{\max_T}$ |
|------|--------|--------------------|------------|------------|-------------|----------------------|---------------------|
| 1000 | 4,22   | 7162               | 7,669      | 1376       | 1764        | 8936                 | 5398                |
| 100  | 2,88   | 5643               | 4,480      | 804        | 1031        | 6674                 | 4612                |
| 20   | 1,84   | 4463               | 2,534      | 455        | 583         | 5046                 | 3880                |
| 10   | 1,34   | 3896               | 1,863      | 334        | 428         | 4324                 | 3468                |
| 4    | 0,58   | 3032               | 1,311      | 235        | 301         | 3333                 | 2731                |
| 2    | -0,13  | 2227               | 1,141      | 205        | 263         | 2490                 | 1964                |

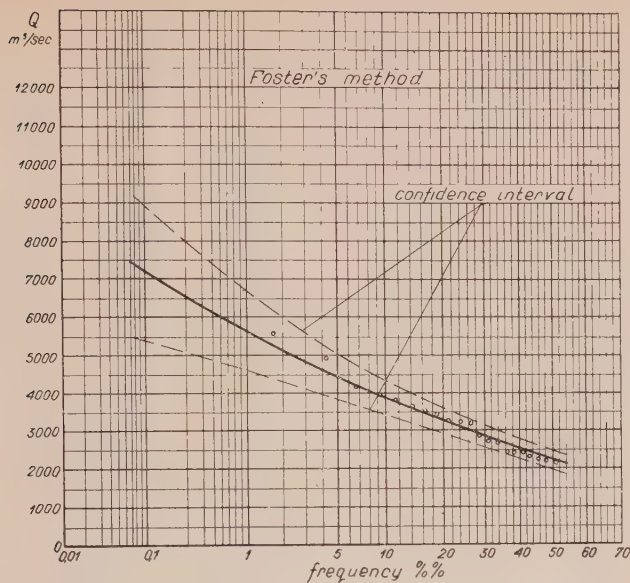


Fig. 2

*The log-normal method.*

In this case, using formulas (20) — (26) we obtain

$$\lg \hat{Q}_{\max_T} = \lg Q_{\max} + z \cdot S_{lg}$$

whence we determine  $\hat{Q}_{\max_T}$ ; then we obtain standard deviation of the estimate

$$\sigma_H = \zeta(T, C_v) \cdot \frac{S}{\sqrt{N}}$$

The limits of the confidence interval are  $\hat{Q}'_{\max_T}$  and  $\hat{Q}''_{\max_T}$ , where

$$\lg Q''_{\max_T} = \lg \hat{Q}_{\max_T} - t \cdot \sigma_{Hlg}, \lg \hat{Q}'_{\max_T} = \lg \hat{Q}_{\max_T} + t \cdot \sigma_{Hlg}$$

$$\sigma_{Hlg} = \zeta(T) \cdot \frac{S_{lg}}{\sqrt{N}}$$

The results of computations are shown in table 7 and graphically on the figure 3.

TABLE 7

| T    | $z$   | $\lg \hat{Q}_{\max_T}$ | $\lg \hat{Q}_{\max_T}$ | $\zeta(T, C_v)$ | $\sigma_H$ | $\zeta(T)$ | $\sigma_{H_{lg}}$ | $t\sigma_{H_{lg}}$ | $\lg \hat{Q}'_{\max_T}$ | $\lg \hat{Q}''_{\max_T}$ | $\lg \hat{Q}'_{\max_T}$ | $\lg \hat{Q}''_{\max_T}$ |
|------|-------|------------------------|------------------------|-----------------|------------|------------|-------------------|--------------------|-------------------------|--------------------------|-------------------------|--------------------------|
| 1000 | 3,090 | 3,9764                 | 9471                   | 9,654           | 1732       | 2,403      | 0,0798            | 0,1023             | 4,0787                  | 11987                    | 3,8741                  | 7483                     |
| 100  | 2,326 | 3,8146                 | 6525                   | 5,281           | 947        | 1,925      | 0,0639            | 0,0819             | 3,8965                  | 7880                     | 3,7327                  | 5404                     |
| 20   | 1,645 | 3,6717                 | 4696                   | 3,009           | 540        | 1,534      | 0,0509            | 0,0653             | 3,7370                  | 5458                     | 3,6064                  | 4040                     |
| 10   | 1,282 | 3,5952                 | 3937                   | 2,219           | 398        | 1,350      | 0,0448            | 0,0574             | 3,6526                  | 4494                     | 3,5378                  | 3450                     |
| 4    | 0,674 | 3,4686                 | 2942                   | 1,358           | 244        | 1,108      | 0,0368            | 0,0472             | 3,5158                  | 3279                     | 3,4214                  | 2639                     |
| 2    | 0,000 | 3,3266                 | 2121                   | 0,888           | 159        | 1,000      | 0,0332            | 0,0426             | 3,3692                  | 2340                     | 3,2840                  | 1923                     |

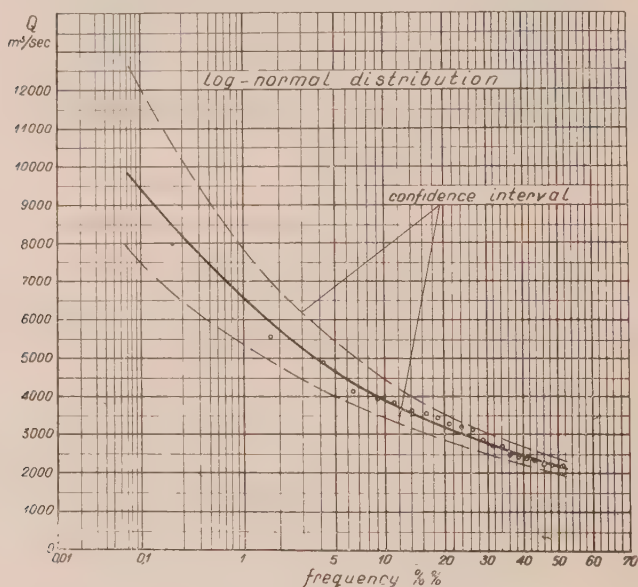


Fig. 3

On the results obtained above we shall determine the relative efficiency of the estimates  $\hat{Q}_{\max_T}$  determined by Foster's and the log-normal methods in relation to the estimate determined by Gumbel's method. We have

$$e = \frac{\sigma_H(\text{Gumbel})}{\sigma_H(\text{Foster})}$$

and similarly for the log-normal method. The result are listed in table 8.



TABLE 8

| T    | Foster | log-norm |
|------|--------|----------|
| 1000 | 0,85   | 0,68     |
| 100  | 0,99   | 0,84     |
| 20   | 1,16   | 0,98     |
| 10   | 1,44   | 1,04     |
| 4    | 1,14   | 1,09     |
| 2    | 0,80   | 1,02     |

As we see, in the case of floods in Warsaw, estimation by means of Gumbel's method is the most efficient one within the range of those values of T which usually interest us. Therefore this is the method which should be used in the case in question.

## BIBLIOGRAPHY

- (<sup>1</sup>) G. A. ALEKSIEJEV — O formulach dla wycislenia obezpieczennosti gidrologicznych wieliczin, *Meteorologia i Gidrologia*, Moscow, No 6/1955.
- (<sup>2</sup>) L. R. BEARD — Statistical Evaluation of Runoff Volume Frequencies A. I. H. S., *Symposia Darcy* t. III, 1956.
- (<sup>3</sup>) H. CRAMER — Mathematical Methods of Statistics, Princeton University Press, 1946.
- (<sup>4</sup>) K. DEBSKI — Zwyczajne roczne maksima odpływu jako podstawa do obliczania wód największych, Sofia 1936.
- (<sup>5</sup>) K. DEBSKI — Prawdopodobienstwo Zjawisk Hydrologicznych i Meteorologicznych, Wydawnictwa Komunikacyjne, Warsaw 1954.
- (<sup>6</sup>) W. P. ELDETON — Frequency curves and correlation, London 1927.
- (<sup>7</sup>) R. A. FISHER and L. H. C. TIPPETT — Limiting forms of the frequency distribution of the largest or smallest member of a sample, *Proc. Cambridge Phil. Soc.*, v. 24, 1928.
- (<sup>8</sup>) H. A. FOSTER — Theoretical frequency curves and their application to Engineering problems, *Trans. Am. Soc. of Civ. Eng.*, v. 87, 1924.
- (<sup>9</sup>) M. FISZ — Rachunek Prawdopodobienstwa i Statystyka Matematyczna, Panstwowe Wydawnictwa Naukowe, Warsaw 1954.
- (<sup>10</sup>) E. J. GUMBEL — The return period of flood flows, *Ann. Math. Stat.*, v. 12, 1941.
- (<sup>11</sup>) E. J. GUMBEL — Floods estimated by probability methods, *Eng. News Record*, 134, 1945.
- (<sup>12</sup>) E. J. GUMBEL — Statistical Theory of Extreme Values and Some Practical Applications, National Bureau of Standards, 33, 1954.
- (<sup>13</sup>) A. HALD — Matematicheskaja Statistika w tekhnike (rus., oryng. Statistical Theory with Engineering Applications), Moscow 1956.
- (<sup>14</sup>) Z. KACZMAREK — Standard Error of Probable Floods, A. I. H. S., *Symposia Darcy*, t. III, 1956.
- (<sup>15</sup>) G. OLOFGORS — Probability of High Floods, A. I. H. S., *Assemblée Générale de Bruxelles*, t. IV, 1951.
- (<sup>16</sup>) B. W. POLIAKOW — Gidrologicheskije Rasczety pri Projektirowanii Sooruzenii na Rekach Malych Bassejnow, Moscow 1948.
- (<sup>17</sup>) M. SUGAWARA — On the method of Determining the Probable Floods, A. I. H. S., *Symposia Darcy*, t. III, 1956.
- (<sup>18</sup>) VEN TE CHOW — The Log-Probability Law and Its Engineering Applications, *Proc. Am. Soc. of Civ. Eng.*, v. 80, paper 536, 1954.
- (<sup>19</sup>) B. L. WELCH and N. L. JOHNSON — Applications of the Non-central *t*-distribution, *Biometrika*, vol. 31, 1940.

# ÉVALUATION DES CRUES CATASTROPHIQUES PAR LA MÉTHODE DES HYDROGRAMMES SYNTHÉTIQUES

JEAN LARRIEU  
(France)

## RÉSUMÉ

Dans un grand nombre de problèmes concernant les cours d'eau, il est nécessaire de pouvoir évaluer, au moins grossièrement, la valeur des plus grandes crues possibles à un emplacement donné.

L'inconvénient commun à toutes les méthodes utilisées pour cette évaluation est qu'en général elles ne fournissent qu'un seul chiffre, le débit maximum de la crue, alors qu'on s'intéresse parfois à la forme de celle-ci et à son volume.

C'est pourquoi les méthodes qui utilisent le principe de l'hydrogramme unitaire présentent un gros intérêt en de nombreuses circonstances puisqu'elles permettent de connaître la forme des crues et leur volume. Elles sont toutefois d'application difficile dans certains cas où, précisément, elles seraient le plus utile.

La méthode exposée dans la présente note reprend quelques uns des principes fondamentaux de l'hydrogramme unitaire, mais elle permet de surmonter les principales difficultés particulières à celui-ci. Elle se rattache d'autre part aux procédés statistiques par son utilisation des lois de probabilité des averses.

Le calcul permet d'abord de reconstituer avec une bonne approximation les crues effectivement observées sur une période de quelques années, puis de calculer les crues relatives à des circonstances particulièrement catastrophiques, pluies centennaires et millénaires, coefficients de ruissellement voisins de l'unité.

Cette méthode de détermination des crues est susceptible d'application à des bassins de grandeur moyenne (3000 à 5000 km<sup>2</sup>) et lorsque les relevés de pluies sont disponibles, elle permet des évaluations satisfaisantes. Elle présente l'intérêt de ne pas nécessiter la connaissance d'un hydrogramme unitaire, toujours difficile à obtenir dans les bassins un peu étendus.

L'évaluation des crues catastrophiques demeure l'un des problèmes les plus complexes mais aussi l'un des plus importants de ceux qui se posent à l'hydrologue.

Qu'il s'agisse de calculer un pont, de construire un barrage ou une digue, de prévoir les protections nécessaires aux riverains, on est toujours conduit à chercher une estimation pour les crues « maxima » qu'il est raisonnable d'envisager.

L'importance même de cette question, sa complexité aussi peut-être, explique le nombre considérable de méthodes utilisées depuis longtemps pour y répondre. Ces méthodes se séparent pratiquement en deux groupes d'importance sensiblement égales.

Méthodes physiques : elles utilisent les propriétés géographiques des bassins versants, des écoulements, et permettent de calculer des valeurs de débits maxima. Elles présentent l'inconvénient de ne fournir aucun renseignement sur la « rareté », disons la fréquence, de la crue ainsi calculée.

Méthodes statistiques : ces méthodes répondent à un autre point de vue. — Elles définissent des valeurs de débits en nous donnant la fréquence probable d'éventualité de ces débits. C'est là un résultat précieux car le projeteur ne basera pas ses calculs sur les débits « maxima possibles » (si tant est que cette expression ait un sens) mais sur des débits très peu fréquents, très rares, ce qui introduit l'idée même de probabilité. L'inconvénient de ces méthodes statistiques est qu'elles fournissent des résultats très peu précis et qu'en utilisant des types de lois de probabilités différents mais aussi valables les uns que les autres, on trouve une fourchette de valeurs très large, pouvant aller du simple au double sinon davantage.

# Bassin versant de l'Archidiacre

Echelle 1/500 000

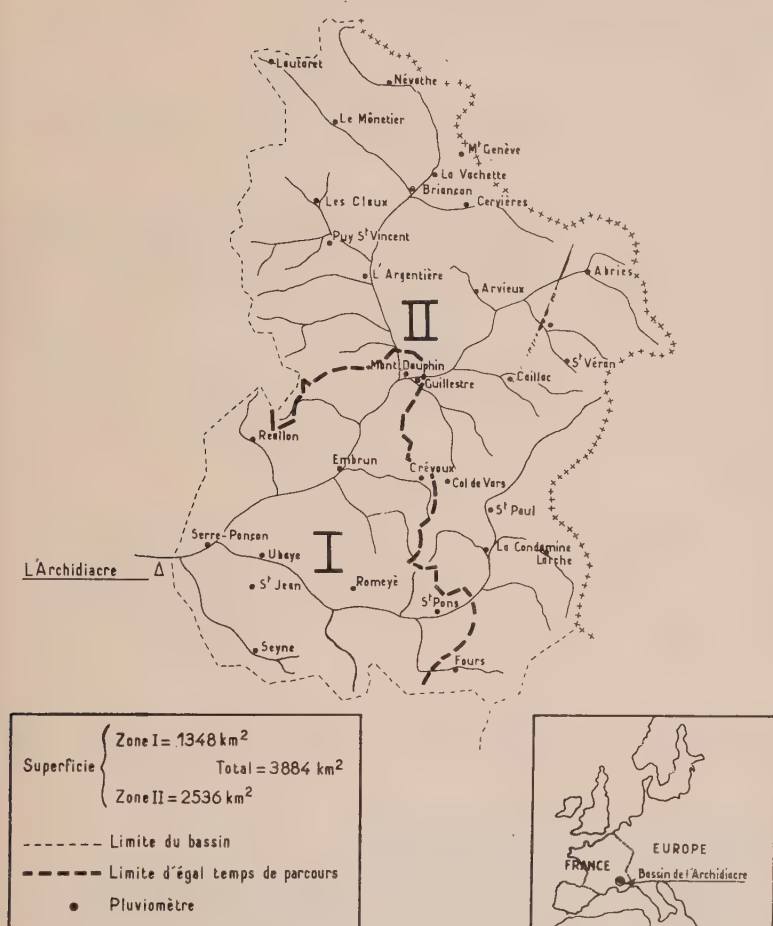


Fig. 1

On conçoit donc l'embaras du projecteur mis en présence de chiffres aussi différents et apparemment aussi légitimes.

La méthode que nous proposons ici et qui est un perfectionnement des méthodes d'hydrogrammes unitaires déjà bien connues, utilise à la fois les propriétés physiques du bassin et les notions statistiques. C'est une synthèse des deux types d'analyse usuellement utilisés sur les débits.

Après avoir rappelé les principes de la méthode, nous donnerons l'exemple d'une application effectuée sur un bassin français des Alpes méridionales.

\* \* \*

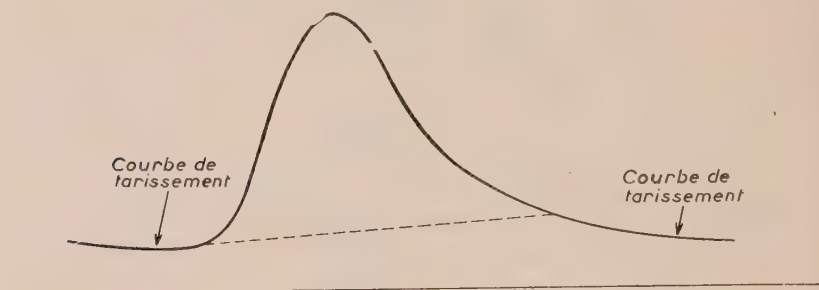
Nous voulons calculer non seulement le débit maximum d'une grande crue mais également la forme de cette crue telle qu'elle évolue au cours du temps, en un point déterminé du bassin étudié.

Notre procédé utilise le point de vue statistique et le point de vue physique de la manière suivante :

Nous admettons que la transformation d'une averse en crue est parfaitement déterministe, le mode de transformation faisant précisément l'objet principal de cette étude, l'élément aléatoire étant constitué par la pluie elle-même que nous assimilons à une variable aléatoire.

Sans donner de longs détails sur le calcul de l'hydrogramme synthétique, nous rappellerons quelques notions indispensables à la compréhension de la suite.

Tout d'abord, nous appelons hydrogramme d'une crue la variation du débit au cours du temps.



D'autre part, pour un bassin donné, on appelle hydrogramme unitaire l'hydrogramme observé sur le bassin et résultant d'une averse d'intensité unité et de durée unité.

L'hypothèse fondamentale qu'on fait généralement dans les études utilisant l'hydrogramme unitaire est la suivante :

*On passe de l'hydrogramme unitaire à un hydrogramme quelconque par un opérateur linéaire à la fois par rapport aux précipitations et par rapport au temps.*

Cette hypothèse indispensable pour obtenir des résultats exploitables est évidemment très forte mais elle correspond assez bien à la réalité.

La plus grosse difficulté rencontrée dans cette méthode est la détermination de l'hydrogramme unitaire. Il est très difficile d'observer des précipitations de durée courte et uniforme sur tout le bassin surtout quand ce dernier est un peu grand. Dans la plupart des cas l'hydrogramme unitaire demeure une notion entièrement théorique et inaccessible à l'observation.

C'est pourquoi nous utilisons une méthode plus analytique exigeant seulement la connaissance d'éléments relativement faciles à mesurer.

## HYDROGRAMME SYNTHÉTIQUE.

Considérons un bassin versant  $V$  avec la station de jaugeage  $E$  à l'exutoire. Nous nous proposons de déterminer le débit de crue en  $E$  au cours du temps.



Nous allons esquisser le schéma suivi indiquant au fur et à mesure les hypothèses simplificatrices qu'il exige.

Nous désignerons par  $S_0$  la surface de la zone du bassin dont tous les points sont à la même « distance hydraulique » de l'exutoire E. Nous disons que deux points du bassin sont à la même « distance hydraulique » de E, si des précipitations tombées en même temps autour de ces deux points ruissellent en même temps à l'exutoire. Cette « distance hydraulique » sera caractérisée par le temps de parcours  $\theta$ , temps mis par la précipitation frappant le voisinage du point P pour atteindre l'exutoire E. Le volume d'eau précipité sur la surface S entre les instants  $t$  et  $t + dt$  sera de la

forme  $\int_{S_0} H(P, t) dt dP$  l'intégration étant étendue à la surface  $S_0$ , soit  $V(S_0, t) dt$ .

Nous admettons que ce volume va s'écouler à l'exutoire à partir de l'instant  $t + \theta$  suivant une courbe de tarissement identique dans les différentes zones  $S_0$  et caractéristique du bassin étudié.

Le débit total observé en E va résulter de la superposition des débits relatifs aux différentes zones  $S_0$ .

Ainsi donc le débit observé en E peut se mettre sous la forme analytique suivante :

$$d(t) = R(t - t_0) \int_0^T d\theta \int_{-\infty}^{\theta} V(S_0, t - \tau) K(\tau - \theta) d\tau$$

Dans ces formules, les différents coefficients ont la signification suivante :

$K(t)$  : représente le tarissement du bassin.

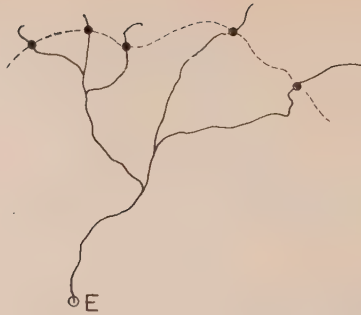
$R(t - t_0)$  : représente le ruissellement mesuré à partir de l'instant initial  $t_0$  de l'averse génératrice de la crue.

Tres souvent ces coefficients peuvent être représentés par des expressions exponentielles à paramètres convenablement ajustés.

#### APPLICATION DES FORMULES THÉORIQUES.

Il est bien évident que la formule générale donnant  $d(t)$  n'est pas applicable directement à la détermination d'un débit de crue par le calcul numérique. S'il est possible, en effet, de prendre  $K(t)$  et  $R(t)$  sous forme continue, ce n'est pas vrai pour  $H(P, t) dt$  à la fois dans le temps et dans l'espace, dans le temps parce que les pluviomètres même enregistreurs ont une certaine unité de mesure, dans l'espace car le nombre de pluviomètres répartis sur un bassin de plusieurs milliers de kilomètres carrés excède rarement quelques unités.





D'autre part, la conception des zones  $S_\theta$  est largement théorique. En pratique on détermine sur les différents cours d'eau du bassin des points qui se trouvent à la même distance de l'exutoire et on fait l'hypothèse très grossière, mais assez bien vérifiée en moyenne que les vitesses d'écoulement sont partout uniformes de sorte que les temps de parcours sont les mêmes pour tous ces points. On construit ensuite une ligne passant par ces points et qui définira ainsi le lieu des points du bassin situés à la même distance de l'exutoire, distance parcourue en un temps  $\theta$ . On construit les courbes relatives à plusieurs valeurs de  $\theta$ , l'intervalle entre deux lignes correspondant à notre définition de  $d\theta$  ou plutôt de  $\Delta\theta$ . Nous avons constaté qu'il était avantageux d'évaluer l'intervalle  $\Delta\theta$  en fonction du temps de concentration du bassin.

Par définition, la surface  $S_\theta$  sera alors la superficie comprise entre la ligne relative à  $\theta$  et celle relative à  $\theta + \Delta\theta$ .

De la même façon, nous évaluerons les hauteurs de pluies précipitées  $H(t) \Delta t$  relatives à des durées  $\Delta t$  qu'il est souvent avantageux de prendre égales aux durées  $\Delta\theta$  considérées plus haut.

La forme exacte des coefficients  $K$  et  $R$  doit être élaborée à partir des hydrogrammes effectivement observés sur le bassin.

#### DETERMINATION DES CRUES.

Nous admettons que le mécanisme décrit dans les paragraphes précédents reste valable pour les crues énormes sauf en ce qui concerne le coefficient de ruissellement  $R$  qui peut croître beaucoup plus vite en raison de la rapide saturation du sol.

Par suite, la crue catastrophique sera le résultat d'une averse catastrophique. Notre évaluation exigera donc la détermination d'une telle averse.

C'est ici que nous pénétrons dans le domaine statistique. Il nous est, en effet, possible, de déterminer la loi de probabilité des intensités, durées, hauteurs totales d'averses à partir des relevés effectués dans le bassin étudié.

Nous calculerons donc une averse énorme de probabilité très faible caractérisée par sa durée, son intensité, sa forme, et la hauteur d'eau totale précipitée et nous évaluerons la crue catastrophique à partir de cette averse supputée.

Il est évident que nous devons disposer de bons relevés pluviométriques pour être à même d'évaluer avec précision notre averse de base.

D'autre part, nous devons aussi connaître les hydrogrammes réels des petites crues du bassin observé pour déterminer le coefficient de tarissement  $K$  et le coefficient de ruissellement  $R$ .

Ce sont là évidemment des exigences assez grandes mais on peut considérer qu'actuellement elles sont satisfaites dans la plupart des grands bassins présentant un intérêt économique ou humain.

#### *Application au bassin de la Durance.*

Nous avons appliqué la méthode des hydrogrammes synthétiques à un bassin des Alpes Méridionales françaises où la construction d'un important barrage en terre nécessitait une détermination aussi bonne que possible des crues catastrophiques à envisager.

Le bassin considéré, celui de la Durance à l'Archidiacre, a une superficie de 3884 km<sup>2</sup> et une altitude moyenne de 1950 m<sup>l</sup>ètres. Le temps de concentration des eaux en période de crue est de l'ordre de 12 heures.

Nous avons bénéficié de conditions particulièrement favorables dans l'étude de ce bassin qui se trouve équipé de nombreux pluviomètres enregistreurs et d'une excellente station de jaugeage avec limnigraphe à son exutoire. Ceci nous a permis de déterminer d'une façon satisfaisante les paramètres inconnus qui interviennent dans la formule du débit.

#### *Coefficient de tarissement.*

Le coefficient de tarissement  $K(t)$  a été déterminé sur sept crues observées à l'Archidiacre entre 1951 et 1955.

Il se présente sous la forme de la fonction exponentielle simple suivante :

$$K(t) = k e^{-\frac{t}{t_0}}$$

Dans certains cas très particuliers, petits bassins par exemple, il serait peut être nécessaire d'introduire des termes correctifs mais ici la formule adoptée est très satisfaisante et elle présente l'intérêt d'une grande simplicité.

Nous remarquerons d'ailleurs sans y insister davantage, que des considérations hydrauliques fort simplifiées, il est vrai, conduiraient à des formes analogues.

#### *Coefficient de ruissellement.*

La détermination du coefficient de ruissellement est assez difficile car on ne dispose d'aucun moyen pour en suivre l'évolution au cours du temps. On ne peut guère calculer facilement que sa valeur moyenne prise sur la durée de la crue.

Nous sommes évidemment guidé dans le choix d'une forme analytique par des considérations physiques très simples :

Lorsqu'une averse se produit sur un sol parfaitement sec, le ruissellement est quasi nul sauf cas exceptionnels (En Afrique, par exemple, la croûte sèche superficielle est parfois si dure qu'elle se comporte comme un matériau parfaitement imperméable et laisse pratiquement ruisseler toute l'eau précipitée). Laissant de côté ces cas spéciaux, nous admettons que le coefficient de ruissellement est nul au début de l'averse.

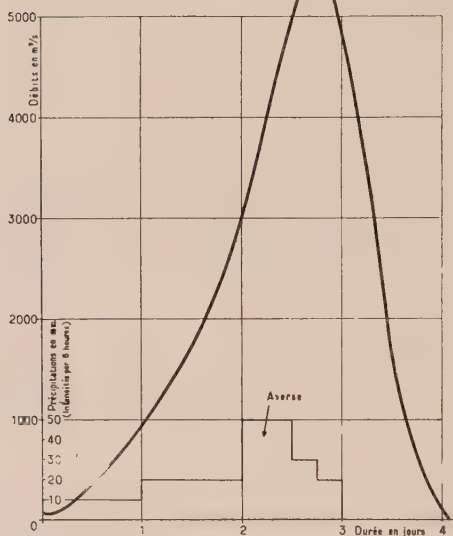
Il croît au fur et à mesure que le sol se sature, mais demeure inférieur à l'unité si nous faisons abstraction des rétentions qui pourraient se libérer en fin de crue.

Il faut remarquer ici que nous bloquons en un facteur unique l'influence du ruissellement mais aussi celle de l'évaporation qui, dans les périodes estivales, peut être très importante.

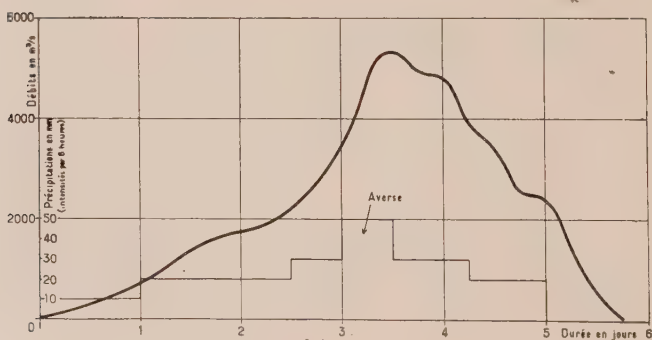
Finalement, nous avons retenu la formule suivante qui nous a donné d'excellents résultats :

$$R(t) = I - e^{-\frac{\alpha t}{t_0}}$$

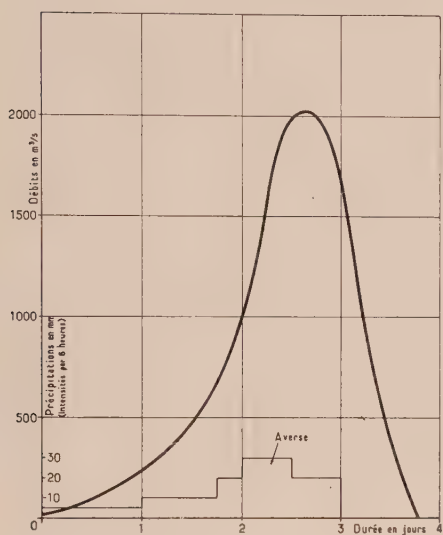
HYDROGRAMME SYNTHETIQUE A L'ARCHIDIACRE  
 RESULTANT D'UNE AVERSE MILLENAIRE UNIFORME SUR LE BASSIN  
 (Averse durée 3 jours)



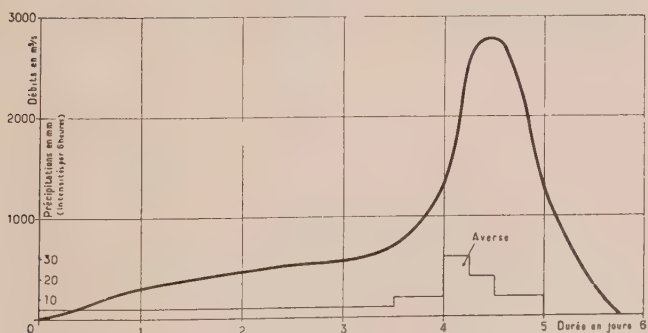
HYDROGRAMME SYNTHETIQUE A L'ARCHIDIACRE  
 RESULTANT D'UNE AVERSE MILLENAIRE UNIFORME SUR LE BASSIN  
 (Averse durée 5 jours)

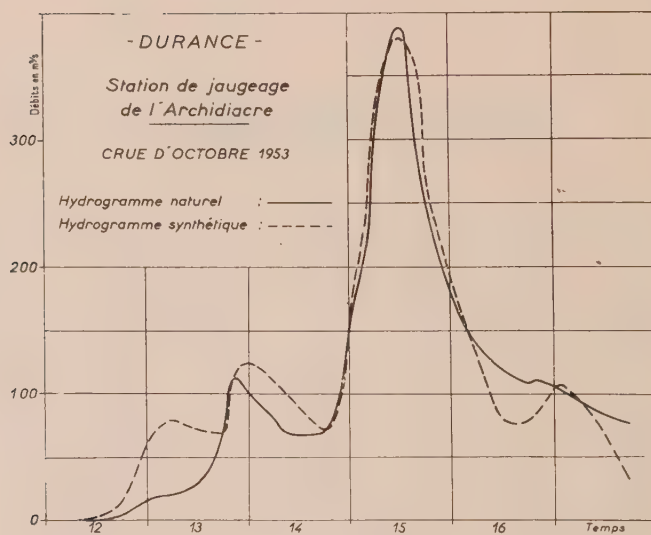
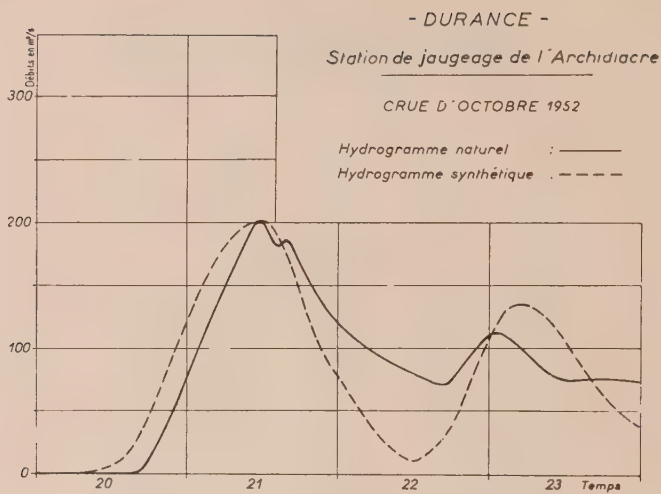


HYDROGRAMME SYNTHEIQUE A L'ARCHIDIACRE  
 RESULTANT D'UNE AVERSE CENTENAIRE UNIFORME SUR LE BASSIN  
 (Averse durée 3 jours)



HYDROGRAMME SYNTHEIQUE A L'ARCHIDIACRE  
 RESULTANT D'UNE AVERSE CENTENAIRE UNIFORME SUR LE BASSIN  
 (Averse durée 5 jours)







## REPRESENTATION DES CRUES MOYENNES.

Au moyen des formules que nous avons données plus haut, il nous a été possible de reconstituer avec une précision très suffisante, à partir des précipitations observées, une demi-douzaine de crues moyennes observées sur la Durance depuis six ans.

On trouvera en annexe les hydrogrammes réels tels qu'ils se dégagent des observations limnimétriques effectuées et les hydrogrammes synthétiques calculés suivant la méthode que nous venons d'exposer.

Les résultats sont dans l'ensemble assez satisfaisants, les pointes de crue et la forme générale de l'écoulement étant bien représentés par l'hydrogramme synthétique.

On remarquera toutefois que l'hydrogramme synthétique décroît beaucoup plus vite que l'hydrogramme naturel. Ceci s'explique par le fait que, dans notre calcul, nous tenons compte uniquement du ruissellement. Or, il s'y ajoute dans la réalité un apport de l'eau retenue dans la nappe phréatique du bassin. Nous avons fait état de la rétention en prenant un coefficient de ruissellement voisin de zéro au début de la crue, mais il faudrait ensuite reprendre la masse d'eau ainsi absorbée et la repartir sur la fin de la crue.

Une remarque encore. Les hydrogrammes naturels que nous reproduisons présentent un débit nul au début et à la fin de la crue. Ceci est dû au fait que nous avons retranché des débits observés, le débit de base qui aurait coulé en tout état de cause en l'absence même de précipitation. On sait d'ailleurs que ce débit de base est généralement mal défini et qu'il peut varier entre des limites notablement différentes. Cette imprécision n'a d'inconvénient que pour les petites crues, la différence qui peut exister entre plusieurs estimations devenant négligeable en valeur relative pour les crues importantes.

## EVALUATION DES CRUES CATASTROPHIQUES

Nous admettons maintenant et c'est là évidemment un point sur lequel on pourrait discuter, que le mécanisme de la crue est bien déterminé à partir de l'étude des crues moyennes et nous évaluerons les crues catastrophiques en jouant sur les paramètres et surtout sur les précipitations.

### *Coefficient de tarissement $K(t)$*

Il semble bien que le tarissement s'effectue toujours de la même façon quelle que soit l'intensité de la crue. Nous avons pu le vérifier sur un ensemble important de courbes de tarissement observées grâce aux limnigraphes installés dans le bassin considéré.

Nous supposons donc  $K(t)$  immuable et caractéristique du bassin étudié.

### *Coefficient de ruissellement $R(t)$*

En revanche, le coefficient de ruissellement varie d'une façon considérable d'une crue à l'autre.

Comme nous l'indiquions plus haut, il est pratiquement impossible d'obtenir directement la forme de la courbe  $R(t)$ , l'hydrogramme naturel ne permettant de calculer que le coefficient moyen étendue à toute la crue.

Il est bien évident que ce coefficient moyen sera d'autant plus grand que l'averse génératrice de crue sera plus longue. Toutefois, même pour des averses de même longueur les coefficients moyens de ruissellement varient assez sensiblement. Ceci est naturel si on songe que  $R(t)$  dépend de l'état du sol au début de l'averse, de

l'état hygrométrique de l'air et de la température ambiante car  $R(t)$  tient compte, non seulement de l'infiltration, mais aussi de l'évaporation.

Quoi qu'il en soit, nous pouvons considérer que la forme analytique de  $R(t)$  ne change guère et nous adoptons encore la formule suivante :

$$R(t) = I - e^{-\frac{\alpha t}{t_0}}$$

La modification relative à la crue énorme portera uniquement sur la valeur du coefficient  $\alpha$ .

Pour fixer les idées, nous rappellerons que dans les crues moyennes observées sur la Durance, le coefficient moyen de ruissellement ne dépasse guère 0,18 à 0,25.

Nous avons adopté pour la crue énorme une valeur  $\alpha = .03$  qui corresponde à un coefficient de ruissellement moyen de 0,70.

### *Précipitations.*

L'élément fondamental dans la génération des crues catastrophiques est évidemment l'averse. C'est pourquoi nous lui consacrerons un assez long paragraphe.

Comme nous l'avons montré plus haut, la construction de l'hydrogramme synthétique exige la connaissance continue des précipitations au cours du temps soit  $H(t) dt$ .

C'est là en fait une exigence théorique et nous nous contentons dans la pratique des précipitations observées pendant des intervalles  $\Delta t$  dont la durée est une fraction simple du temps de concentration du bassin.

La caractérisation d'une averse est chose assez difficile car elle se compose d'un grand nombre d'éléments dont l'analyse statistique n'est pas toujours facile.

Nous avons finalement retenu les caractéristiques suivantes :

- Durée totale de l'averse.
- Intensité journalière maxima.
- Hauteur totale d'eau précipitée.
- Forme de l'averse.

Nous allons examiner séparément ces différents éléments.

— Durée totale de l'averse  $T$ .

Dans la région qui nous occupe les averses ont une durée qui varie entre 1 et 6 jours.

Eu égard à la grandeur du bassin (3.884 km<sup>2</sup>) les averses de durée inférieure à 2 jours ne peuvent engendrer aucune crue catastrophique.

En revanche les averses de 3, 4, 5 et 6 jours peuvent, si elles sont assez abondantes, provoquer des crues tout-à-fait considérables, mais de formes différentes.

Pour obtenir des formes assez variées, nous avons considéré des averses durant respectivement 3 et 5 jours.

— Intensité journalière maxima  $I$ .

Nous appelons intensité journalière maxima  $I$ , la hauteur précipitée maxima observée en une journée pendant la crue. Les temps élémentaires choisis  $\Delta t$  ont une durée inférieure à la journée mais la détermination de l'intensité sur cette période plus courte  $\Delta t$  présenterait des inconvénients que nous n'approfondirons pas ici.

Nous abordons la partie statistique de l'étude puisqu'il convient d'évaluer une crue à faible probabilité au moyen de la loi de probabilité des averses.

A partir d'une longue série d'averses observées sur le bassin, on peut déterminer la loi de probabilité de l'intensité journalière maxima, ce qui nous permet de calculer sa valeur pour une probabilité donnée, par exemple 0,001.

Nous remarquerons un phénomène extrêmement intéressant et qui facilite grandement la tâche : la loi de probabilité de l'intensité journalière maxima ne dépend

pratiquement pas de la durée de l'averse. Il nous est donc possible d'estimer cette loi de probabilité à partir de la totalité des averses observées pendant la période de référence, ce qui améliore grandement la valeur et la précision des résultats.

— Hauteur totale précipitée  $H$ .

La hauteur d'eau précipitée sur le bassin est évidemment l'un des paramètres les plus importants à prendre en compte puisque c'est d'elle finalement que dépendra la grandeur de la crue.

Or, ce paramètre se trouve pratiquement fixé quand on s'est donné l'intensité maxima journalière  $I$ . Il existe en effet une corrélation très serrée entre intensité maxima journalière et précipitation totale (de l'ordre de 0,98) de sorte qu'on peut estimer très correctement cette hauteur totale à partir de l'intensité maxima journalière évaluée dans le paragraphe précédent.

A ce stade, l'averse génératrice de la crue se trouve déjà bien connue. Nous venons d'évaluer sa durée, son intensité maxima journalière et la hauteur totale précipitée.

Pour achever de la déterminer, il reste à supputer sa « forme », c'est-à-dire la répartition dans le temps des précipitations journalières.

— Evolution temporelle de l'averse.

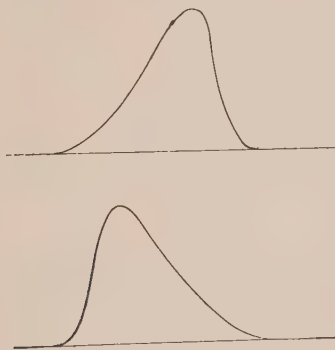
N'oublions pas que la forme est déjà conditionnée par la durée totale  $T$ , l'intensité maxima journalière  $I$  et la hauteur totale précipitée  $H$ .

En fait, déterminer la forme reviendra maintenant à choisir le jour où sera observé  $I$  et à répartir  $H-I$  sur les  $T-1$  autres jours.

Sur la Durance, la grande majorité des averses se divise en deux catégories distinctes :

les averses à dissymétrie positive

les averses à dissymétrie négative



— Averses à dissymétrie positive : Ce sont les averses où l'intensité maxima  $I$  se produit au bout d'un temps supérieur à  $T/2$ .

— Averses à dissymétrie négative : ce sont les averses où l'intensité maxima  $I$  se produit au bout d'un temps inférieur à  $T/2$ .

On peut considérer que les averses symétriques ne se produisent pratiquement jamais, les averses à dissymétrie positive et négative ayant à peu près la même fréquence.

Cette distinction entre deux types d'averses est extrêmement importante, car les crues engendrées dans les deux cas par deux averses ayant par ailleurs les mêmes valeurs pour  $T$ ,  $H$  et  $I$  sont très différentes tant par leur forme que par leur débit maximum.

Les averses à dissymétrie positive sont beaucoup plus dangereuses que les autres ce qui se conçoit facilement.

En effet, dans ce cas, le début de l'averse à faible intensité contribue à saturer le sol sans ruissellement appréciable et quand se produit la forte intensité, elle couvre un sol déjà saturé et ruisselle dans une très forte proportion. La crue résultante est très pointue, son débit maximum est élevé.

Si au contraire l'intensité maxima se produit au début de l'averse, elle sera amortie par l'absorption du terrain sec. La crue résultante sera donc plus longue et beaucoup plus aplatie avec un maximum faible.

Puisqu'on cherche à évaluer les crues catastrophiques, il est donc prudent de prendre en compte les averses les plus dangereuses, c'est-à-dire celles qui présentent une dissymétrie positive.

Jusqu'ici, nous avons parlé d'averse sans spécifier où elle se produisait. Il convient maintenant d'étudier la répartition spatiale.

— Répartition spatiale de l'averse.

En général, l'averse se déplace au cours du temps, de sorte qu'elle ne frappe pas uniformément en même temps les différents points du bassin versant étudié.

Par suite, nous devrions disposer d'un grand nombre de pluviomètres sur le bassin et déterminer l'averse zone par zone, au moyen des différents pluviomètres de chaque zone.

Cette méthode serait évidemment la plus fine et la plus satisfaisante, mais elle se heurte à des difficultés inextricables. Il ne faut pas oublier, en effet, que nous utilisons une loi de probabilité pour déterminer l'averse. Par conséquent, nous devrions considérer les lois de probabilité relatives à chacune des zones retenues et tenir compte des corrélations nécessairement très fortes qui existent entre les différentes observations puisqu'il s'agit d'une averse unique observée en plusieurs endroits.

Un autre méthode plus simple consisterait à déterminer l'averse en un point quelconque du bassin puis à se fixer arbitrairement sa vitesse et son sens de déplacement. On admettrait ensuite qu'elle se retrouve identiquement dans toutes les zones du bassin avec des déphasages convenables.

Ce procédé est encore assez grossier, car ce qu'on observe au cours du temps, en un point du bassin, ce n'est pas l'averse pure, c'est déjà la résultante du déplacement de l'averse dans le temps et dans l'espace.

Finalement et toujours parce que nous cherchions à déterminer des crues catastrophiques, nous avons retenu une hypothèse plus simple encore mais très prudente quant aux résultats.

Nous avons admis que l'averse évaluée en un point par la méthode indiquée plus haut s'étendait uniformément à tout le bassin au cours du temps.

Il est bien évident que par ce procédé, nous trouvons un résultat extrêmement élevé; nous calculons, en quelque sorte, une borne supérieure de la crue pouvant résulter d'un type d'averse donné.

Autrement dit, nous sommes partis d'une averse de probabilité 0,001, et nous déterminons une crue de probabilité sans doute beaucoup plus faible mais en tout cas certainement pas plus forte.

On trouvera en annexe un certain nombre d'hydrogrammes. Tout d'abord, les hydrogrammes de crues effectivement observées, ce qui permet de comparer les résultats du calcul aux résultats réels. Ensuite, des hydrogrammes évalués à partir d'averses centenaires et millénaires durant respectivement dans les deux cas 3 et 5 jours.

On remarquera que nous avons figuré sur la même figure, les débits et les précipitations. Toutefois, et pour conserver au graphique des dimensions acceptables, nous n'avons pu choisir pour les précipitations une échelle telle que les volumes soient respectés.



A titre comparatif, nous dirons que la plus forte crue observée sur la Durance s'est produite en 1856 et que son débit de pointe a été évalué à 2000 m<sup>3</sup>/s.

## CONCLUSION

Nous avons indiqué dans le détail la manière dont nous avons pu déterminer les différents paramètres nécessaires à l'évaluation d'une crue catastrophique sur la Durance pour bien montrer les difficultés qu'on peut rencontrer en route.

Il va sans dire que les valeurs retenues ne sont valables que pour le bassin considéré ou des bassins de nature très comparable. Mais la méthode générale est valable dans un domaine très large, en particulier dans tous les bassins de dimension suffisamment faible pour que les effets d'onde ne se manifestent pas dans l'évolution de la crue.

Par suite, dans les bassins ne dépassant pas quatre à cinq mille kilomètres carrés, on peut effectuer des évaluations en utilisant cette méthode sans grande modification. Les coefficients de ruissellement et de tarissement conservent dans de nombreux cas la même forme analytique, les paramètres, seuls changeant de valeurs éventuellement.

L'élément offrant la plus grande variabilité est certainement la pluie, dont l'étude, d'ailleurs, présente toujours de grosses difficultés, qu'on l'aborde d'un point de vue hydrologique ou d'un point de vue météorologique. Il est difficile de préciser davantage dans un exposé général, chaque cas particulier, devant faire l'objet d'un examen approfondi.

Pour donner de bons résultats, la méthode exige la connaissance à échelle fine des précipitations et de quelques crues observées sur le bassin. Ceci ne peut être obtenu qu'au moyen de pluviomètres enregistreurs et de limnigraphes. C'est évidemment là un gros effort à fournir dans certains cas mais nous pensons que cet effort est amplement compensé par les résultats obtenus.

Nous terminerons en rappelant que nous avons déterminé des crues relatives à des averses centenaires et millénaires. Il ne faudrait pas en déduire que ces crues sont elles-mêmes centenaires et millénaires. Elles ont des probabilités beaucoup plus faibles. En effet, comme nous le faisons remarquer plus haut, nous avons considéré, conjointement, les circonstances les plus défavorables, coefficients de ruissellement énormes, dissymétrie positive et répartition uniforme sur tout le bassin pour les averses. Si ces diverses circonstances pouvaient se produire indépendamment les unes des autres, la probabilité de la crue résultante serait égale au produit des probabilités d'occurrence des diverses composantes, elle serait donc très faible. Comme nous ne possédons aucun moyen de vérifier l'indépendance des facteurs composants, nous avons considéré le cas le plus défavorable et retenu seulement la probabilité des averses. La valeur trouvée par une telle méthode est donc une borne supérieure très forte de la crue à évaluer.



# DETERMINATION OF FLOOD FREQUENCIES IN A MAJOR DRAINAGE BASIN

H. E. SCHWARZ

## SYNOPSIS

The purpose of this paper is to show the application of mathematical frequency analyses methods developed by the U. S. Army Engineers to the study of the flood frequency problem of a river basin. Since data of sufficient length for reliable frequency estimates are available for only a few stations, such an analysis is necessary to develop frequency curves for the many points in the basin, where problems exist. The Potomac River above Washington, D. C., a basin of 11,560 square miles of drainage area has been used to illustrate the use of the mathematical frequency analysis methods. All the data on gaging stations in the Potomac River basin were analysed to develop individual peak frequency curves. The data were then used to correlate with other stations and with drainage area characteristics to develop peak frequency curves having a much greater reliability than those computed from a single record only. In addition a method is shown here to obtain a reasonable estimate of flood frequencies for ungaged points on the main stream and its tributaries.

## INTRODUCTION

The design and justification of flood control and multiple purpose projects are complex processes. However, the results and conclusions from the studies involved must be presented in a form that will permit comparison with other projects as well as an evaluation of the economical justification of the individual project.

One means of determining the economic justification of a project is to compute the «benefits-costs ratio» (B/C), which is the arithmetic proportion of estimated average annual benefits to average annual costs, insofar as these factors can be expressed in monetary terms. The B/C ratio represents the degree of tangible economic justification of a project, but does not reflect many indirect and intangible benefits that may accrue from the project, such as protection of human life and other values to the community or nation that cannot be readily expressed in monetary terms.

«Average Costs» (or charges) are the equivalent of the project costs reduced to an average annual basis by compound interest methods, and include interest and amortization on the investment, plus replacements, operation and maintenance of the project during its economic life. «Annual monetary benefits» are the tangible benefits attributable to a project computed as a uniform annual series over the amortization period.

In estimating the average annual benefits to be expected from a flood control project, or any other project dependent upon the regulation of stream flow, knowledge of probable frequencies of recurrence of run-off volumes and peak discharges of various magnitudes is highly important. In some cases, estimates of peak discharge frequencies only are adequate for project studies, whereas in others estimates of run-off volumes corresponding to various periods of time and frequencies of occurrence are needed. In this paper run-off probability studies applicable to a wide range of project analyses are outlined.

Although run-off frequency estimates constitute one important phase of project evaluations and design, it should be emphasized that other considerations also enter into final determinations of project adequacy for specific purposes. This paper is limited to presentations relating primarily to frequency analysis.

To study and improve the methods used to determine frequency, the Corps of Engineers, U.S. Army has been conducting a study program under the general supervision of Mr. A. L. Cochran of the Office, Chief of Engineers and under the technical supervision of the writer and Mr. L. R. Beard of the U. S. Army Engineer District, Sacramento, California.

The method developed and accepted after careful study was a statistical one. In this method the frequency curve is described by three statistics representing the average height of the cumulative frequency curve; the average slope of the curve, and the degree and direction of the curvature.

These three components were measured statistically by the mean, standard deviation and skew coefficient respectively, of the logarithms of annual maximum runoff rates or volumes. These basic statistics are then subject to adjustment by the use of correlation with long term stream flow records if available and by correlation with drainage basin or stream characteristics of an entire region or major basin. Such correlation and subsequent adjustment of basic statistics will then yield frequency curves of much greater accuracy than can be obtained from flow records at one station alone.

The analyses of a considerable number of rivers showed that the skew coefficient did not vary significantly from station to station but was a function only of the duration over which the flow volume is measured. A skew of zero appeared best fitted for peak flows, while the skew for volumes was expressed by the equation:

$$g_1 = 0.13 - 0.11 \log t \quad (1)$$

where:  $g_1$  = skew coefficient

$t$  = duration in days

With these statistics and a table of Pearsons Type III distribution, which was found to represent best this flood-frequency distribution the frequency curves can then be constructed in a short time. <sup>(1)</sup>

This method was presented in detail by Mr. Beard in his paper «Statistical Evaluation of Runoff Volume Frequencies» at Dijon France in September 1956.

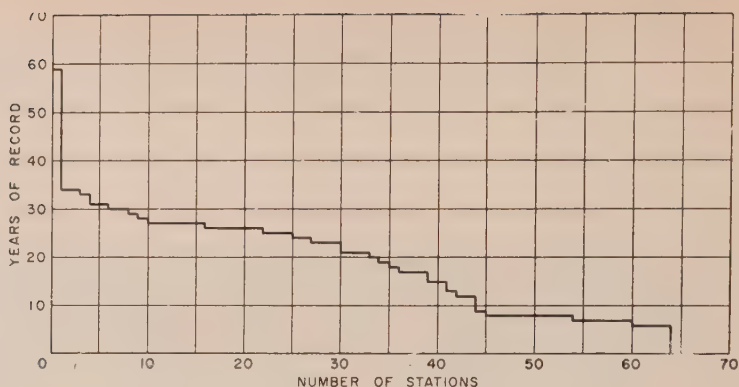
## THE PROBLEM

During 1956 the U. S. Army Engineer District Washington, was assigned the task to prepare a plan of development for the Potomac River. This river, which drains about 11,000 square miles above the City of Washington rises in the Appalachian Mountains and flows through them, their foothills and finally discharges into Chesapeake Bay. This basin encompasses steep and rugged mountain valleys, broad valleys in rolling hills, piedmont and coastal plain areas.

Preliminary studies of the localities in the basin, that would need flood control, or where reservoirs could be planned showed that available data at those points in most cases did not allow the direct determination of flow frequencies. An overall approach leading to reliable frequency estimates throughout the basin regardless of the record at the site studied was indicated. It was therefore decided to test the methods developed in our research program on this problem.

## DATA COLLECTION

The first step was a careful inventory of data available in the basin. Data were obtained from U. S. Geological Survey records for 64 stations in the Potomac basin. Of these stations only one, that at Point of Rocks (9,650 sq. mi. Drainage Area)



STATION YEARS IN POTOMAC RIVER BASIN

Fig. 1

FIG. 2

North Branch Potomac River Cumberland, Md.

Computer J.J.G. Checked by H.E.S. Date April 1957

| Date       | Stage ft. | Discharge c.f.s. | Type of Flood |
|------------|-----------|------------------|---------------|
| 10-3-1929  | 9.00      | 6,800            |               |
| 5-13-1931  | 13.00     | 13,500           |               |
| 5-13-1932  | 19.20     | 26,500           |               |
| 3-14-1933  | 17.80     | 23,400           |               |
| 1-7-1934   | 14.60     | 16,800           |               |
| 1-22-1935  | 12.50     | 12,800           |               |
| 3-17-1936  | 29.10     | 88 200           | Snow Melt     |
| 4-26-1937  | 24.20     | 51 700           |               |
| 10-28-1937 | 25.10     | 57 400           |               |
| 2-4-1939   | 16 75     | 21 500           |               |
| 4-20-1940  | 14.57     | 16 800           |               |
| 6-4-1941   | 16.54     | 20 800           |               |
| 4-10-1942  | 14.58     | 16,800           | Hurricane     |
| 10-15-1942 | 24.04     | 50,500           |               |
| 5-7-1944   | 13.75     | 15,300           |               |
| 2-27-1945  | 15.30     | 18,200           |               |
| 6-20-1946  | 10.05     | 8,610            |               |
| 3-15-1947  | 10.45     | 9,460            |               |
| 4-13-1948  | 16.00     | 19,600           |               |
| 12-16-1948 | 15.50     | 18,600           |               |
| 3-28-1950  | 12.06     | 11,900           |               |
| 6-13-1951  | 17.65     | 23,100           |               |
| 3-11-1952  | 16.69     | 20,700           |               |
| 1-24-1953  | 12.05     | 13,900           |               |
| 3-1-1954   | 15.96     | 19,000           |               |
| 10-15-1954 | 23.8      | 42,600           | Hurricane     |

had a long 59 year record, the others varied from 6 to 34 years. Figure 1 shows graphically the number of stations and the length of records available. The records were carefully screened to eliminate or correct for man made variations in flow. Data, for the annual peaks and for the 3, 10 and 30 day annual maximum volumes were tabulated from the record. Figure 2 shows such a sample tabulation for the station «North Branch of the Potomac at Cumberland, Md.»

FIG. 3  
North Branch Potomac River Cumberland, Md.  
*Computer J.J.G. Checked by H.E.S. Date April 1957*

| Rank of<br>Flood Peak | Plotting<br>Position | Ann. max<br>Flow in cfs | Log .of Ann.<br>Max. Flow |
|-----------------------|----------------------|-------------------------|---------------------------|
| 1                     | 2.6                  | 88,200                  | 4.946                     |
| 2                     | 6.4                  | 57,400                  | 4.759                     |
| 3                     | 10.2                 | 51,700                  | 4.714                     |
| 4                     | 14.0                 | 50,500                  | 4.703                     |
| 5                     | 17.8                 | 42,600                  | 4.629                     |
| 6                     | 21.6                 | 26,500                  | 4.423                     |
| 7                     | 25.4                 | 23,400                  | 4.369                     |
| 8                     | 29.2                 | 23,100                  | 4.364                     |
| 9                     | 32.9                 | 21,500                  | 4.332                     |
| 10                    | 36.7                 | 20,800                  | 4.318                     |
| 11                    | 40.5                 | 20,700                  | 4.316                     |
| 12                    | 44.3                 | 19,600                  | 4.292                     |
| 13                    | 48.1                 | 19,000                  | 4.279                     |
| 14                    | 51.9                 | 18,600                  | 4.270                     |
| 15                    | 55.7                 | 18,200                  | 4.260                     |
| 16                    | 59.5                 | 16,800                  | 4.225                     |
| 17                    | 63.3                 | 16,800                  | 4.225                     |
| 18                    | 67.1                 | 16,800                  | 4.225                     |
| 19                    | 70.8                 | 15,300                  | 4.185                     |
| 20                    | 74.6                 | 13,900                  | 4.143                     |
| 21                    | 78.4                 | 13,500                  | 4.130                     |
| 22                    | 82.2                 | 12,800                  | 4.107                     |
| 23                    | 86.0                 | 11,900                  | 4.076                     |
| 24                    | 89.8                 | 9,460                   | 3.976                     |
| 25                    | 93.6                 | 8,610                   | 3.935                     |
| 26                    | 97.4                 | 6,800                   | 3.833                     |
| $\Sigma X$            |                      | 112.034                 | Mean log = 4.309          |
| $n$                   |                      | 26                      | Antilog = 20,370          |
| $m$                   |                      | 4.309                   | Plot at 50%               |
| $(\Sigma X)^2$        |                      | 12,551.617              | $M + \bar{S} = 4.572$     |
| $\Sigma(X)^2$         |                      | 484.478                 | Antilog = 37,330          |
| $(\Sigma X)^2/n$      |                      | 482.755                 | Plot at 15.9%             |
| $\Sigma(x)^2$         |                      | 1.723                   | $M - \bar{S} = 4.046$     |
| $\Sigma(x)^2/n-1$     |                      | 0.069                   | Antilog = 11,120          |
| $s$                   |                      | 0.263                   | Plot at 84.1%             |

# DETERMINATION OF FREQUENCY STATISTICS FOR INDIVIDUAL STATIONS

The next step was the computation of means and standard deviation for all stations under consideration. This operation was carried out with the help of student trainees and the work was carefully systematized using prepared computation forms. Figure 3 shows a sample of the computation of mean, standard deviation and plotting position for graphical verification. The plotting position formula used is

$$P = 100 (1 - 0.5^{1/N}) \quad (2)$$

when  $P$  = probability (Plotting Position)

$N$  = Number of years of record

This formula was used to compute the probability of the largest event of each record, and the others are linearly interpolated to the 50 percent position. Figure 4 shows

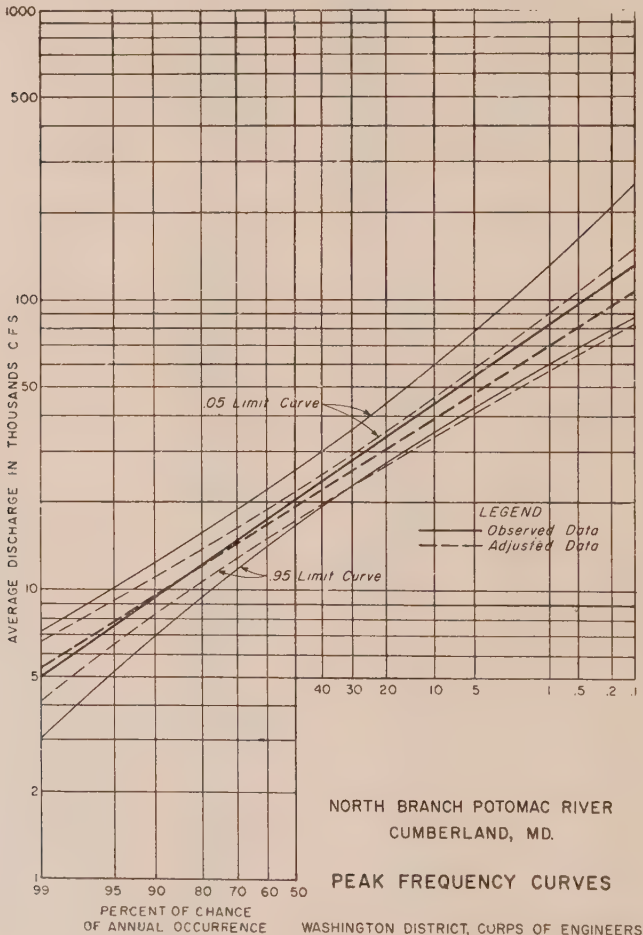


Fig. 4



the frequency curve for peak frequencies at Cumberland, Md. determined from the gage record at that point. Also shown on this figure are the error limits based on the «*t*» distribution and the «chi square» distribution. These limits indicate the accuracy of the curve based on its length of record. The true curve will fall between these limits with a probability of 18 out of 20.

The limitation of frequency curve derivation from just one relatively short record becomes rather obvious here. The true 1 percent or 100 year frequency flood could vary from 60,000 cfs to 136,000 cfs or over a range of 94 percent of its mean. Further refinements therefore are needed to improve the frequency estimates.

#### ADJUSTMENT FOR LONG RECORD

In the majority of occasions flood flows in a major basin or region occur during the same storm period and there is therefore a relationship between the maximum flows experienced at the various stations. This fact is useful in extending the short term records using long term records as a guide.

The longest reliable record in the basin, the 59 year record at the Potomac River gage at Point of Rocks, was the obvious index for such use.

Simple linear correlation computations were performed on the records of each station in the Basin with the concurrent portion of the Point of Rocks record, and the coefficients of determination  $\bar{R}^2$  and of correlation  $R$  computed. The computation of these coefficients was based on the formula

$$R^2 = 1 - \left[ 1 - \frac{[(\sum XY) - (\sum X \sum Y/N)]^2}{[\sum X^2 - (\sum X)^2/N][\sum Y^2 - (\sum Y)^2/N]} \right] \frac{N-1}{N-2} \quad (3)$$

in which:

$R$  = correlation coefficient

$\sum$  = summation for  $N$  years

$X$  = annual maximum logarithm of runoff at one location

$Y$  = corresponding annual maximum logarithm at the second location

$N$  = number of years of concurrent record

Adjustment of the mean ( $m$ ) and standard deviation ( $S$ ) of logarithms at a given location (Station 1) to take advantage of the long record at the index station (Station 2) was made by the use of the following formulas:

$$\bar{S}'_1 - \bar{S}_1 = (\bar{S}'_2 - \bar{S}_2) \bar{R}^2 \bar{S}_1 / \bar{S}_2 \quad (4)$$

$$m'_1 - m_1 = (m'_2 - m_2) \bar{R}^2 \bar{S}'_1 / \bar{S}'_2 \quad (5)$$

in which the symbols with primes represent the long-period values and those without primes represent the short-period or concurrent period records.

This computation also was standardized on a form for routine computations by trainees using desk calculators. Figure 5 shows this computation for the adjustment of the frequency statistics at Cumberland by use of the record at Point of Rocks.

This computation increases the reliability of the frequency statistics to the extent of being approximately equal to the reliability of a frequency statistic computed from a record of  $N'_1$  years from the expression.

$$N'_1 = N_1 + (N'_2 - N_1) \bar{R}^2 \quad (6)$$

where:

$N'_1$  = equivalent length of record at station 1

$N_1$  = actual length of record at station 1

$N'_2$  = actual length of record at station 2

$\bar{R}$  = coefficient of correlation between stations 1 and 2

FIG. 5

North Branch Potomac River Cumberland, Md.  
Computer J.J.G. Checked by H.E.S. Date April 1957

Short period station ( $X_1$ ) No. Br. Potomac River at Cumberland, Md.

Long period station ( $X_2$ ) Potomac river at Point of Rocks, Md.

$s'_2$  .243  $m'_2$  5.030

| Water<br>year | Log <sub>10</sub> Q |       |  | $X_1$                          | $X_2$      |
|---------------|---------------------|-------|--|--------------------------------|------------|
|               | $X_1$               | $X_2$ |  |                                |            |
| 1930          | 3.833               | 5.025 | $\Sigma X$   | 112.034                        | 131.449    |
| 1931          | 4.130               | 4.566 | $n$  | 26                             | 26         |
| 1932          | 4.423               | 5.199 | $m$  | 4.309                          | 5.056      |
| 1933          | 4.369               | 5.090 | $(\Sigma X)^2$   | 12,551.617                     | 17,278.840 |
| 1934          | 4.225               | 4.565 | $\Sigma(X)^2$  | 484.478                        | 666.574    |
| 1935          | 4.107               | 5.107 | $(\Sigma X)^2/n$   | 482.755                        | 664.570    |
| 1936          | 4.946               | 5.681 | $\Sigma(x)^2$  | 1.723                          | 2.004      |
| 1937          | 4.714               | 5.491 | $\Sigma(x)^2/n-1$  | .069                           | .080       |
| 1938          | 4.759               | 5.243 | $s$  | .263                           | .283       |
| 1939          | 4.332               | 5.093 |  |                                |            |
| 1940          | 4.225               | 4.971 |  |                                |            |
| 1941          | 4.318               | 4.839 |  |                                |            |
| 1942          | 4.225               | 5.097 | $\Sigma X_1 X_2$   |                                | 567.884    |
| 1943          | 4.703               | 5.621 |  |                                |            |
| 1944          | 4.185               | 4.847 | $\Sigma X_1 \Sigma X_2$                                  |                                | 14,726.757 |
| 1945          | 4.260               | 5.143 | $\Sigma X_1 \Sigma X_2/n$                                |                                | 566.414    |
| 1946          | 3.935               | 4.725 |  |                                |            |
| 1947          | 3.976               | 4.624 | $\Sigma x_1 x_2$   |                                | 1.470      |
| 1948          | 4.292               | 4.940 | $(\Sigma x_1 x_2)^2$                                     |                                | 2.161      |
| 1949          | 4.270               | 5.121 | $\Sigma(x_1)^2 \Sigma(x_2)^2$                            |                                | 3.453      |
| 1950          | 4.076               | 4.811 |  |                                |            |
| 1951          | 4.364               | 5.107 | $R^2 = (\Sigma x_1 x_2)^2 / \Sigma(x_1)^2 \Sigma(x_2)^2$ |                                |            |
| 1952          | 4.316               | 5.104 | $R^2$  |                                | 0.626      |
| 1953          | 4.143               | 5.072 | $1 - R^2$  |                                | 0.374      |
| 1954          | 4.279               | 5.037 | $(1 - R^2)(n-1)/n-2$                                     |                                | 0.390      |
| 1955          | 4.629               | 5.330 |  |                                |            |
|               |                     |       |  | $R^2 = 1 - (1 - R^2)(n-1)/n-2$ |            |
|               |                     |       |  | $\bar{R}^2$                    | 0.610      |
|               |                     |       |  | $\bar{R}$                      | 0.78       |

$$S'_1 = \bar{S}_1 + (\bar{S}'_2 - \bar{S}_2) \bar{R}^2 (\bar{S}_1 / \bar{S}_2)$$

$$0.263 - (-0.040) (0.61) (0.929)$$

$$S'_1 = 0.241$$

$$m'_1 = m_1 - (m'_2 - m_2) (\bar{R}^2) (s'_1 / s'_2)$$

$$4.309 - (5.030 - 5.055) (0.61) (0.24 / 0.243)$$

$$4.309 - (-0.026) (0.61) (0.992)$$

$$m'_1 = 4.293$$

Subscripts (1) short pd.

Subscripts (2) long pd.

$s'_2$   $m'_2$  total long pd.

$s'_1$   $m'_1$  short pd. ext.

In the example shown an increase in reliability from that associated with a record of 26 years to one of  $26 + (59-26) 0.610 = 46$  years was indicated.

However, before an adjustment can be accepted a check must be made for the chance of accidental correlation. One of the charts shown in statistical texts for this purpose was used for this determination. <sup>(2)</sup> Only correlations where the 1 in 20 chance of true correlation is better than 0.1 were used.

Not all stations can be adjusted from one index station. Some can only be satisfactorily related to a closer but shorter record station. This will however, still give a more reliable frequency estimate, than the unadjusted statistics. The summary in Figure 8 shows the frequency statistics before and after this adjustment and the equivalent length of record.

#### CORRELATION WITH AREA CHARACTERISTICS

The frequency curves developed for two stations with identical hydrologic, meteorologic and topographic characteristics should be identical and the adding together of their records should increase the accuracy of determination of the frequency by the number of years added from the one station to the other. However, this is only true if the two records are independent, that is they are not affected by the same storms. If there is a correlation between the records, then the increase of accuracy which develops from adding the second record decreases proportionally with the degree of correlation, reaching no increase in accuracy if correlation becomes perfect. This then means that the improvement of frequency estimated is inversely proportional to the correlation between records in the area studied.

As discussed in previous paragraphs of this paper, good correlation was obtained between most of the contemporary records in the basin and this fact gave us substantial increase in accuracy of frequency determinations. Paradoxically, this same fact now tells us that correlation with basin characteristics will have only a small influence on the accuracy of our frequency estimates. However, as this correlation with basin characteristics will give us the needed tool to estimate frequencies at ungaged points in the basin, its importance is undiminished.

As for any correlation the first step must be the selection of variables. The frequency curves desired are described by their means and standard deviation and therefore the mean and standard deviation are obvious choices for dependent variables. The independent variables selected should be significant to the regimen of flood flow and must be relatively easy to obtain accurately. The limitation of time and data eliminated many a promising variable such as infiltration, surface storage and ground cover. The variables selected for study were therefore, the drainage area, the stream length, the stream slope, the average annual precipitation over the basin, the average annual number of rainy days in the basin, and an area shape factor given as  $DA/L^2$ . Each of these independent variables were then tested against the dependent variables by computing the simple coefficient of correlation of their logarithms with the mean and the logarithm of the standard deviation. Equation (3) previously mentioned was used here.

This computation was useful to eliminate those independent variables having the least usefulness, that is having the smallest correlation coefficient. The remaining four independent variables slope, length, average annual precipitation, and drainage area were then related to the dependent variable by two linear multiple correlation computations, which were repeated with only the three most important variables. The computations showing the highest degree of reliability, i.e., the largest coefficient of correlation and the smallest standard error was then used for the adjustment of the frequency statistics. The correlation computations including all four independent

FIG. 6

| Station  | Location    | X <sub>2</sub><br>Log. S | X <sub>3</sub><br>Log. L | X <sub>3</sub><br>Log. P | X <sub>3</sub><br>Log D.A. | X <sub>1</sub><br>Log. M |
|--|-------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|----------------------------|--------------------------|
| No. Br. Potomac  | Bloomington | 1.634                    | 1.659                    | 1.633                    | 2.458                      | 3.940                    |
| No. Br. Potomac  | Pinto       | 1.423                    | 1.833                    | 1.607                    | 2.775                      | 4.141                    |
| No. Br. Potomac  | Cumberland  | 1.320                    | 1.929                    | 1.593                    | 2.942                      | 4.294                    |
| Potomac  | Washington  | 0.533                    | 2.478                    | 1.594                    | 4.063                      | 5.066                    |
| ΣX   |             | 24.683                   | 42.070                   | 36.021                   | 64.438                     | 93.907                   |
| m  |             | 1.073                    | 1.829                    | 1.566                    | 2.802                      | 4.083                    |
| Σ(XX <sub>2</sub> )  |             | 29.228                   | 43.262                   | 38.605                   | 66.061                     | 98.428                   |
| ΣXΣX <sub>2</sub> /N   |             | 26.489                   | 45.148                   | 38.657                   | 69.153                     | 100.778                  |
| Σ(xx <sub>2</sub> )  |             | 2.739                    | -1.886                   | -0.052                   | -3.092                     | -2.350                   |
| Σ(XX <sub>3</sub> )  |             |                          | 79.980                   | 65.848                   | 122.766                    | 175.782                  |
| ΣXΣX <sub>3</sub> /N   |             |                          | 76.952                   | 65.887                   | 117.866                    | 171.768                  |
| Σ(xx <sub>3</sub> )  |             |                          | 3.028                    | -0.039                   | 4.900                      | 4.014                    |
| Σ(XX <sub>4</sub> )  |             |                          |                          | 56.442                   | 100.885                    | 147.011                  |
| ΣXΣX <sub>4</sub> /N   |             |                          |                          | 56.414                   | 100.918                    | 147.071                  |
| Σ(xx <sub>4</sub> )  |             |                          |                          | 0.028                    | -0.033                     | -0.060                   |
| Σ(XX <sub>5</sub> )  |             |                          |                          |                          | 188.991                    | 270.167                  |
| ΣXΣX <sub>5</sub> /N   |             |                          |                          |                          | 180.533                    | 263.095                  |
| Σ(xx <sub>5</sub> )  |             |                          |                          |                          | 8.458                      | 7.072                    |
| Σ(XX <sub>1</sub> )  |             |                          |                          |                          |                            | 389.607                  |
| ΣXΣX <sub>1</sub> /N   |             |                          |                          |                          |                            | 383.414                  |
| Σ(xx <sub>1</sub> )  |             |                          |                          |                          |                            | 6.193                    |
| $2.739 b_2 - 1.886 b_3 - 0.052 b_4 - 3.092 b_5 = -2.350 \quad b_2 = 0.056$ $-1.886 b_2 + 3.028 b_3 - 0.039 b_4 + 4.900 b_5 = 4.014 \quad b_3 = -0.551$ $-0.052 b_2 - 0.039 b_3 + 0.028 b_4 - 0.033 b_5 = -0.060 \quad b_4 = -1.417$ $-3.092 b_2 + 4.900 b_3 - 0.033 b_4 + 8.458 b_5 = 7.072 \quad b_5 = 1.170$ $a = m_1 - b_2 m_2 - b_3 m_3 - b_4 m_4 - b_5 m_5 = 3.971$ $R^2 = \frac{b_2 \sum(x_1 x_2) + b_3 \sum(x_1 x_3) + b_4 \sum(x_1 x_4) + b_5 \sum(x_1 x_5)}{\sum(x_1)^2} = .971$ $\bar{R}^2 = 1 - (1 - R^2)(N - 1)/df = .965$ $\bar{S}^2 = (1 - \bar{R}^2) \sum(x_1)^2 / N - 1 = .0045$ |             |                          |                          |                          |                            |                          |

variables proved to be the best. These computations were also arranged on forms for routine calculation by engineering aids. Figure 6 shows a portion of such a computation.

The regression constants and the regression coefficients computed in the correlation then make up two regression equations of the form:

$$X_1 = a + b_2 X_2 + b_3 X_3 + b_4 X_4 + b_5 X_5 \quad (7)$$

these are

$$m = 1.121 + 0.113 \log s + 0.432 \log L + 0.359 \log P + 0.535 \log D.A. \quad (8)$$

$$\log 10\bar{S} = 2.739 + 0.064 \log s - 0.029 \log L - 1.479 \log P - 0.011 \log D.A. \quad (9)$$

in which

$m$  = Mean of logarithm of annual flood peaks

$\bar{S}$  = Standard deviation of the frequency curve

$s$  = stream slope in feet/mile

$L$  = stream length in miles

$P$  = average annual precipitation in inches

$D.A.$  = drainage area in square miles

These regression equations can now be used to adjust and further refine the frequency estimates.

#### ADJUSTMENT BASED ON REGRESSION

In general, regression equations assume that the variables used in developing them are relatively accurate. Here, however, the dependent variable, a frequency statistic, definitely contains a considerable error. Therefore, the standard error of the estimate based on the regression contains a component due to the error in the values of the dependent variable used in deriving the regression equation. The true standard error of an estimate from the regression can then be determined as the square root of the difference between the variance computed from the regression equation and the variance of the frequency statistic based on the length of record.

This net standard deviation of the estimate of a frequency statistic based on the regression equation is then a measure of the reliability of the regression result. Usually this is less than the reliability of the result from the extended individual record. However, inasmuch as the two estimates are based on largely independent data, their values can be combined to form a single estimate, more reliable than either one of the individual estimates. The method of combining the two estimates used here is to weigh them in proportion to their reliability, using the years of record necessary to obtain a given degree of reliability as the measure of the weight attributable to each value.

In our problem the standard error of the logarithm of  $S$  computed from the regression Equation (Equation 9) is 0.100 and the corresponding variance is 0.010. From the graph in Figure 7 (\*) the standard error of  $\log S$  based on 41 years, the average length of the individual records included in the regression analyses, is 0.049 and the corresponding variance is its square or 0.0023. The net error of the variance of the regression is then the difference 0.0100 — 0.0023 or 0.0077. The resulting standard error of the estimate based on regression is the square root of 0.0077 or 0.088. This standard error represents, as can be seen from Figure 7 the reliability associated with a record of 14 years.

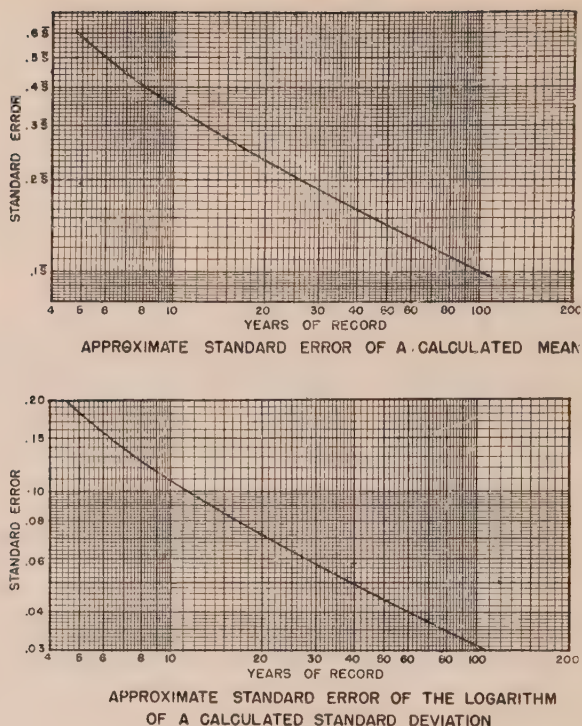
The final adjustment of the standard deviation can then be performed in the following manner:

Station: North Branch at Cumberland, Md.

|                           | $\bar{S}$ | $\bar{S}^2$ | Equivalent<br>Years |
|---------------------------|-----------|-------------|---------------------|
| Value based on record     | 0.241     | 0.0581      | 46                  |
| Value based on regression | 0.240     | 0.0576      | 14                  |
| Composite value           | 0.241     | 0.0580      | 60                  |

The composite value of variance is  $0.0581 (46/60) + 0.0576 (14/60) = 0.0580$ . Although in this case the standard deviation is not affected, this simple analyses increases the reliability of the result by giving it an accuracy associated with a record of 60 years instead with one of 46 years. A similar computation can be performed for the mean.





STANDARD ERRORS OF FREQUENCY STATISTICS

Fig. 7

The frequency statistics thus adjusted are of a much higher degree of reliability than those based on the individual record. On Figure 4 the final curve and its confidence limits have been superimposed over the curves based on the individual record for the North Branch at Cumberland.

#### FREQUENCY FOR UNGAGED AREAS

The frequency statistics for ungaged areas throughout the basin can then be computed from equations 8 and 9. However, as can be seen from Figure 8 there are differences between the adjusted values and the regression estimates of the frequency statistics. These errors can be attributed either to inaccuracies in the basic data, or to the effect of variables not considered in the correlation analyses. A study of these errors showed that they had a definite geographical distribution, with sub-areas of the watershed showing similar errors. While this phenomena will be the subject of further study, this area distribution can be used to improve the estimates of frequency statistics for ungaged areas by applying to the value computed from the,

| Sta.<br>No. | Stream              | Location              | Statistics based on<br>Record |       |           |             | Statistics based on extended<br>Record |           |             |       | Statistics based<br>on Regression |    |           |             | Final adjusted<br>Statistics |           |
|-------------|---------------------|-----------------------|-------------------------------|-------|-----------|-------------|--|-----------|-------------|-------|-----------------------------------|----|-----------|-------------|------------------------------|-----------|
|             |                     |                       | Years                         | m     | $\bar{S}$ | Equiv. Yrs. | m                                      | $\bar{S}$ | $\bar{R}^2$ | m     | $\bar{S}$                         | m  | $\bar{S}$ | Equiv. Yrs. | m                            | $\bar{S}$ |
| 2           | North Branch        | Bloomington, Md.      | 26                            | 3,946 | .280      | 45          | 3,940                                  | .249      | .567        | 3,924 | .225                              | 59 | 3,938     | .243        |                              |           |
| 3           | North Branch        | Pinto, Md.            | 17                            | 4,140 | .200      | 46          | 4,141                                  | .207      | .692        | 4,135 | .234                              | 60 | 4,140     | .214        |                              |           |
| 4           | North Branch        | Cumberland, Md.       | 26                            | 4,309 | .263      | 46          | 4,293                                  | .241      | .610        | 4,249 | .240                              | 60 | 4,289     | .240        |                              |           |
| 5           | Wills Creek         | Cumberland, Md.       | 26                            | 3,801 | .287      | 45          | 3,785                                  | .264      | .581        | 3,810 | .290                              | 59 | 3,788     | .270        |                              |           |
| 6           | New Creek           | Keyser, W. Va.        | 8                             | 3,082 | .255      | 38          | 3,050                                  | .348      | .595        | 3,330 | .289                              | 52 | 3,088     | .333        |                              |           |
| 7           | Georges Creek       | Franklin, Md.         | 26                            | 3,325 | .280      | 42          | 3,311                                  | .260      | .502        | 3,441 | .283                              | 56 | 3,327     | .266        |                              |           |
| 8           | Savage River        | Bloomington, Md.      | 21                            | 3,566 | .278      | 39          | 3,562                                  | .255      | .485        | 3,628 | .272                              | 53 | 3,571     | .259        |                              |           |
| 11          | Evits Creek         | Bedford Valley, Pa.   | 23                            | 2,978 | .322      | 46          | 2,946                                  | .295      | .634        | 3,089 | .276                              | 60 | 2,963     | .291        |                              |           |
| 12          | Patterson Creek     | Headsville, W. Va.    | 17                            | 3,673 | .323      | 44          | 3,675                                  | .332      | .637        | 3,214 | .312                              | 58 | 3,620     | .327        |                              |           |
| 13          | S. Br. Potomac R.   | Franklin, W. Va.      | 15                            | 3,623 | .285      | 39          | 3,622                                  | .271      | .734        | 3,695 | .296                              | 53 | 3,632     | .278        |                              |           |
| 14          | N.Fk.-S.Br. Pot. R. | Cabins, W. Va.        | 15                            | 3,936 | .285      | 37          | 3,937                                  | .273      | .687        | 3,953 | .310                              | 51 | 3,939     | .284        |                              |           |
| 15          | S. Br. Potomac R.   | Peterburg, W. Va.     | 27                            | 4,138 | .290      | 43          | 4,126                                  | .258      | .811        | 4,116 | .299                              | 57 | 4,125     | .269        |                              |           |
| 16          | Potomac R.          | Paw Paw, W. Va.       | 17                            | 4,655 | .217      | 48          | 4,656                                  | .224      | .740        | 4,596 | .236                              | 62 | 4,649     | .227        |                              |           |
| 17          | S.Fk. Potomac R.    | Brandywine, W. Va.    | 12                            | 3,748 | .377      | 37          | 3,756                                  | .342      | .734        | 3,518 | .285                              | 51 | 3,723     | .327        |                              |           |
| 18          | S.Fk. Potomac R.    | Moorefield, W. Va.    | 24                            | 3,860 | .195      | 42          | 3,878                                  | .189      | .784        | 3,904 | .304                              | 56 | 3,881     | .223        |                              |           |
| 19          | S. Br. Potomac R.   | Springfield, W. Va.   | 31                            | 4,394 | .298      | 47          | 4,394                                  | .273      | .588        | 4,375 | .292                              | 61 | 4,392     | .277        |                              |           |
| 21          | Cacapon River       | Great Cacapon, W. Aa. | 33                            | 4,144 | .381      | 56          | 4,134                                  | .333      | .900        | 4,148 | .307                              | 70 | 4,135     | .328        |                              |           |
| 23          | Potomac River       | Hancock, Md.          | 23                            | 4,804 | .281      | 54          | 4,767                                  | .249      | .853        | 4,687 | .229                              | 68 | 4,759     | .245        |                              |           |
| 24          | Back Creek          | Jones Spring, W. Va.  | 20                            | 3,769 | .267      | 44          | 3,779                                  | .266      | .628        | 3,781 | .256                              | 58 | 3,779     | .264        |                              |           |
| 25          | Conocheague Ck.     | Fairview, Md.         | 27                            | 3,872 | .192      | 27          | 3,872                                  | .192      | .180        | 4,030 | .221                              | 41 | 3,901     | .202        |                              |           |
| 29          | Potomac R.          | Shepherdstown, W. Va. | 27                            | 4,900 | .249      | 57          | 4,872                                  | .221      | .949        | 4,816 | .220                              | 71 | 4,867     | .221        |                              |           |
| 30          | Antietam Creek      | Sharpsburg, Md.       | 34                            | 3,451 | .285      | 34          | 3,451                                  | .285      | .155        | 3,874 | .229                              | 48 | 3,514     | .270        |                              |           |
| 32          | North River         | Burketown, Va.        | 29                            | 4,014 | .348      | 39          | 4,000                                  | .336      | .317        | 3,911 | .275                              | 53 | 3,988     | .321        |                              |           |
| 34          | Middle River        | Grottoes, Va.         | 28                            | 3,796 | .338      | 43          | 3,774                                  | .319      | .472        | 3,949 | .252                              | 57 | 3,795     | .304        |                              |           |

FIG. 8 (suite)  
Summary of peak frequency statistics

| Sta. No. | Stream             | Location              | Years | m     | $\bar{S}$ | Statistics based on Record | Equiv. Yrs. | m     | $\bar{S}$ | Statistics based on extended Record | $\bar{R}^2$ | m     | $\bar{S}$ | Statistics based on Regression | Equiv. Yrs. | m     | $\bar{S}$ | Final adjusted Statistics |
|----------|--------------------|-----------------------|-------|-------|-----------|----------------------------|-------------|-------|-----------|-------------------------------------|-------------|-------|-----------|--------------------------------|-------------|-------|-----------|---------------------------|
| 35       | South River        | Waynesboro, Va.       | 27    | 3.499 | .363      |                            | 27          | 3.499 | .363      |                                     | .182        | 3.546 | .290      |                                | 41          | 3.508 | .340      |                           |
| 36       | S. Fk. Shenandoah  | Lynnwood, Va.         | 25    | 4.305 | .340      |                            | 46          | 4.284 | .306      |                                     | .632        | 4.220 | .245      |                                | 60          | 4.277 | .293      |                           |
| 37       | S. Fk. Shenandoah  | Front Royal, Va.      | 31    | 4.394 | .367      |                            | 52          | 4.383 | .325      |                                     | .757        | 4.453 | .253      |                                | 66          | 4.390 | .311      |                           |
| 38       | S. Fk. Shenandoah  | Luray, Va.            | 19    | 4.327 | .347      |                            | 46          | 4.321 | .319      |                                     | .675        | 4.357 | .258      |                                | 60          | 4.325 | .306      |                           |
| 40       | N. Fk. Shenandoah  | Cootes Store, Va.     | 30    | 3.869 | .108      |                            | 43          | 3.858 | .313      |                                     | .444        | 3.714 | .370      |                                | 57          | 3.840 | .328      |                           |
| 41       | N. Fk. Shenandoah  | Mt. Jackson, Va.      | 12    | 4.077 | .228      |                            | 48          | 4.119 | .262      |                                     | .769        | 3.987 | .318      |                                | 62          | 4.104 | .276      |                           |
| 42       | Stony Creek        | Columbia Furnace, Va. | 8     | 3.379 | .226      |                            | 46          | 3.343 | .333      |                                     | .750        | 3.396 | .393      |                                | 60          | 3.349 | .348      |                           |
| 43       | N. Fk. Shenandoah  | Strasburg, Va.        | 30    | 4.090 | .327      |                            | 53          | 4.071 | .298      |                                     | .785        | 4.200 | .291      |                                | 67          | 4.084 | .299      |                           |
| 44       | Cedar Creek        | Winchester, Va.       | 18    | 3.472 | .359      |                            | 49          | 3.460 | .371      |                                     | .758        | 3.505 | .356      |                                | 63          | 3.465 | .368      |                           |
| 45       | Passage Creek      | Buckton, Va.          | 23    | 3.380 | .327      |                            | 51          | 3.349 | .300      |                                     | .601        | 3.510 | .319      |                                | 65          | 3.366 | .304      |                           |
| 46       | Shenandoah River   | Millville, Va.        | 27    | 4.562 | .333      |                            | 54          | 4.528 | .295      |                                     | .856        | 4.632 | .261      |                                | 68          | 4.538 | .288      |                           |
| 47       | Little Catoctin Ck | Harmony, Md.          | 8     | 2.928 | .539      |                            | 19          | 3.053 | .519      |                                     | .620        | 2.699 | .299      |                                | 33          | 2.968 | .439      |                           |
| 48       | Catoctin Creek     | Middletown, Md.       | 8     | 3.454 | .283      |                            | 19          | 3.521 | .272      |                                     | .631        | 3.425 | .262      |                                | 33          | 3.498 | .268      |                           |
| 49       | Potomac R.         | Point of Rocks, Md.   | 59    | 5.030 | .243      |                            | 59          | 5.030 | .243      |                                     | =           | 4.932 | .214      |                                | 73          | 5.021 | .238      |                           |
| 50       | Monocacy River     | Bridgeport, Md.       | 13    | 3.935 | .138      |                            | 22          | 3.958 | .140      |                                     | .660        | 3.663 | .219      |                                | 36          | 3.895 | .175      |                           |
| 53       | Owens Creek        | Lantz, Md.            | 24    | 2.681 | .406      |                            | 24          | 2.681 | .406      |                                     | .143        | 2.620 | .294      |                                | 38          | 2.669 | .369      |                           |
| 56       | Linganore Creek    | Frederick, Md.        | 21    | 3.386 | .155      |                            | 21          | 3.386 | .155      |                                     | .102        | 3.432 | .227      |                                | 35          | 3.396 | .187      |                           |
| 57       | Monocacy River     | Frederick, Md.        | 34    | 4.174 | .110      |                            | 34          | 4.174 | .110      |                                     | .256        | 4.082 | .197      |                                | 48          | 4.160 | .141      |                           |
| 58       | Monocacy River     | Jug Bridge, Md.       | 26    | 4.290 | .188      |                            | 26          | 4.290 | .188      |                                     | .002        | 4.129 | .197      |                                | 40          | 4.260 | .191      |                           |
| 59       | Bennett Creek      | Park Mills, Md.       | 7     | 3.314 | .145      |                            | 53          | 3.271 | .223      |                                     | .893        | 3.326 | .243      |                                | 67          | 3.277 | .227      |                           |
| 60       | Goose Creek        | Leesburg, Va.         | 27    | 3.864 | .358      |                            | 38          | 3.850 | .342      |                                     | .342        | 3.797 | .232      |                                | 57          | 3.843 | .316      |                           |
| 61       | Seneca Creek       | Dawsonville, Md.      | 25    | 3.353 | .193      |                            | 25          | 3.353 | .193      |                                     | .000        | 3.465 | .251      |                                | 39          | 3.375 | .215      |                           |
| 62       | Difficult Run      | Great Falls, Md.      | 21    | 3.110 | .194      |                            | 30          | 3.098 | .190      |                                     | .232        | 3.264 | .267      |                                | 44          | 3.126 | .218      |                           |
| 63       | Rock Creek         | Sherrill Dr., D.C.    | 26    | 3.156 | .265      |                            | 26          | 3.156 | .265      |                                     | .208        | 3.343 | .236      |                                | 40          | 3.191 | .255      |                           |
| 64       | Potomac R.         | Washington, D.C.      | 25    | 5.097 | .273      |                            | 58          | 5.066 | .265      |                                     | .985        | 4.998 | .199      |                                | 72          | 5.060 | .257      |                           |

regression equation a correction constant based on the error of the statistic at a nearby gaged area. The estimate of a frequency statistic thus derived has a considerable degree of accuracy at a point in a river basin for which no records are available.

## DISCUSSION OF RESULTS AND METHOD

The described calculation, while by no means perfect, utilizes practically every scrap of information available about the area under study and yields frequency estimates for the entire basin as reliable or better than can be computed from the single record of the station having the longest record. There is no question but that more improvements can be made, and this report presents an intermediate device which gives improved results. The research program of the Corps of Engineers in this field is continuing and will be broadened to include a study of draught frequencies.

During the later stages of the study discussed here the Burroughs Company made available an E101 Electronic Digital Computer to test the suitability of this equipment for studies of this type. Programs were written for the computations of Mean, Standard Deviation, simple, and multiple linear correlation. The computations were then repeated on the machine and the time savings checked. The equipment performed excellently and savings in the vicinity of one machine hour against 15-20 men hours were realized. It is hoped that a digital computer will be available for the continuation of these studies as it will make more time available for analyses of the problem, time now used in laborious computation.

While the examples shown in this paper all referred to peak flows the same procedures can be and have been applied to flood volumes.

## CONCLUSIONS

The conclusions drawn from this study are the following:

1. Frequency estimates derived from individual records at a single location are often unreliable.
2. More reliable frequency determinations can be made by considering a basin or area as a whole.
3. The methods described yield relatively reliable results for locations with and without gage records.
4. Further studies to improve results and techniques are indicated.
5. Electronic computation is a great help to reduce the laborious computation used.

## BIBLIOGRAPHY

- (1) Corps of Engineers, U. S. Army «Stream Flow Volume Duration Frequency Studies» U. S. Army Engineer District, Washington. June 1955.
- (2) M. EZEKIEL «Methods of Correlation Analysis» John Wiley & Sons, Second Edition 1941, Appendix 3.
- (3) R. L. BEARD «Statistical Evaluation of Runoff Volume Frequencies» Symposium Darcy I. U. G. G. Dijon, France: Sept: 1956.
- (4) R. L. BEARD «Statistical Methods in Hydrology» O. C. E. Dept of the Army, Washington, D. C. July 1952.

# CARACTÉRISTIQUES DE LA VARIABILITÉ DES APPORTS MÉTÉORIQUES ET DES DÉBITS ANNUELS DANS LES BASSINS HYDROGRAPHIQUES ITALIENS

PROF. LUIGI GHERARDELLI

## RÉSUMÉ

D'après un examen du régime hydrologique de plusieurs bassins italiens, on conclut que, à côté du coefficient de débit, une caractéristique expressive du régime est représentée par les écarts quadratiques moyens des apports météoriques annuels et des débits. Ces éléments, avec le coefficient de débit, fournissent un index expressif de la nature des pertes (ou déficit d'écoulement), dûes, comme on le sait, à l'évaporation et à d'autres circonstances aussi (perméabilité, glacialisme, régime des pluies etc..)

Les valeurs annuelles des apports météoriques et des débits varient, comme on le sait, dans un champ assez étendu, dont les limites dépendent de plusieurs causes d'ordre climatologique et hydrologique.

Nous avons pris en considération les précipitations et les débits de quelques bassins italiens dont les observations comprennent une période de 20 à 30 ans. (Tab. 1). Des 20 ou 30 valeurs disponibles nous avons considéré la courbe des durées. On observe des graphiques que les débits ont, en général, une variabilité plus grande que les apports météoriques. La transformation hydrologique des précipitations aux débits exalte, au lieu d'amortir, la variabilité; dans le cadre, bien entendu, des valeurs annuelles.

Nous avons calculé les écarts quadratiques moyens des apports et des débits, dans le but de représenter, numériquement, ce fait.

Soient  $a$  et  $d$  les apports météoriques et les débits relatifs à une année quelconque;

$A$  et  $D$  leurs moyennes pendant les  $n$  années d'observation ( $A = \frac{1}{n} \sum a$ ,  $D = \frac{1}{n} \sum d$ )

$p$  le déficit d'écoulement

$$p = a - d$$

et  $P$  sa moyenne

$$P = A - D = \frac{1}{n} \sum p.$$

L'écart quadratique moyen des apports est :

$$\sigma = \frac{1}{A} \sqrt{\frac{\sum (a - A)^2}{n}}$$

et celui des débits :

$$\sigma_1 = \frac{1}{D} \sqrt{\frac{\sum (d - D)^2}{n}}$$

Un coup d'oeil au Tableau 2 montre que  $\sigma$  (écart des précipitations annuelles) est toujours plus petit que  $\sigma_1$  (écart des débits annuels). Autrement dit, le coefficient



TABLEAU 1  
*Caractéristiques de quelques bassins italiens*

| Bassin (et Station)             | Position géographique | Bassin<br>km <sup>2</sup> | Altitude<br>m | Glacia-<br>lisme<br>% | Perméa-<br>bilité<br>% | Nombre<br>années<br>d'observa-<br>tion |
|---------------------------------|-----------------------|---------------------------|---------------|-----------------------|------------------------|--|
| ADIGE (Boara Pisani)            | Nord Italie           | 11.954                    | 1.535         | 1,8                   | 44                     | 28                                     |
| ADDA (Fuentes)                  | id.                   | 2.598                     | 1.841         | 5,8                   | 14                     | 30                                     |
| DORA BALTEA (Tavagnasco)        | id.                   | 3.313                     | 2.080         | 7,2                   | —                      | 26                                     |
| TANARO (Montecastello)          | id.                   | 7.985                     | 663           | —                     | 35                     | 28                                     |
| Po (Plaisance)                  | id.                   | 42.030                    | »             | 1                     | —                      | 27                                     |
| Po (Pontelagoscuro)             | id.                   | 70.091                    | »             | 1                     | —                      | 33                                     |
| ARNO (S. Giovanni alla Vena)    | Centre<br>Italie      | 8.186                     | 330           | —                     | 5                      | 25                                     |
| TEVERE (Rome)                   | id.                   | 16.545                    | 524           | —                     | 32                     | 30                                     |
| PESCARA (S. Teresa)             | id.                   | 3.125                     | 940           | —                     | 58                     | 22                                     |
| VOLTURNO<br>(Ponte Annibale)    | Sud Italie            | 5.542                     | 534           | —                     | 43                     | 19                                     |
| OFANTO<br>(Rochetta S. Antonio) | id.                   | 1.120                     | 640           | —                     | 6                      | 22                                     |
| BRADANO (S. Giuliano)           | id.                   | 1.621                     | 440           | —                     | 20                     | 20                                     |
| SIMETO (Giarretta)              | Sicile                | 1.832                     | 793           | —                     | 21                     | 22                                     |
| FLUMENDOSA<br>(Villanovatulo)   | Sardaigne             | 548                       | 940           | —                     | 7                      | 24                                     |

— Valeur nulle ou négligeable; » donnée manquante.

Note : Toutes les données de ce mémoire sont tirées de la publication « *Dati caratteristici dei corsi d'acqua italiani* » du Service Hydrographique Italien —

de débit

$$c = \frac{d}{a} - a - p$$

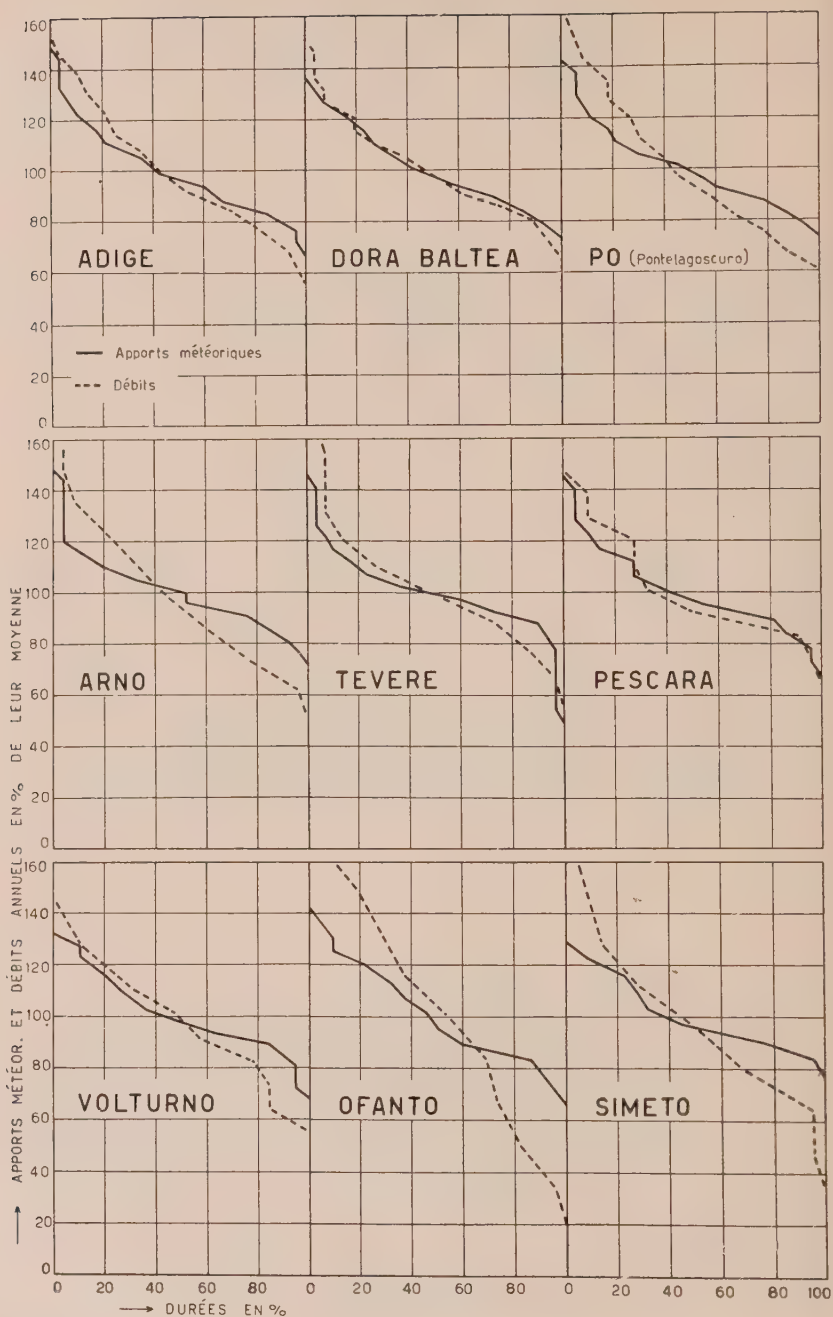
est, en général, croissant avec  $a$ . Le déficit d'écoulement, ou perte,  $p$  n'est pas proportionnel à  $a$  : il croît moins rapidement que  $a$ .

La perte  $p$  est due surtout à l'évaporation. Lorsque l'effet de la perméabilité est sensible, la perte dépend plus directement de la précipitation  $a$ .

Dans les bassins à régime nivo-glaciaire la perte  $p$  peut même apparaître négative : c'est-à-dire que les débits peuvent avancer les apports météoriques, tels qu'ils sont relevés aux pluviomètres. Cela dépend de l'ablation glaciaire et de la condensation directe de l'humidité atmosphérique sur la surface des glaces et des neiges.

Si le déficit  $p$  était dû à une perte  $E$ , constante, par évaporation, le coefficient moyen de débit serait :

$$C = \frac{A - E}{A}$$



Dans ce cas les valeurs de  $\sigma$  et de  $\sigma_1$  sont :

$$\sigma = \frac{1}{A} \sqrt{\frac{\sum (a - A)^2}{n}}$$

$$\sigma_1 = \frac{1}{A - E} \sqrt{\frac{\sum \{(a - E) - (A - E)\}^2}{n}} = \frac{A}{A - E} \sigma ,$$

d'où :

$$C = \frac{A - E}{A} = \frac{\sigma}{\sigma_1}$$

Le rapport

$$\rho = \frac{\sigma}{\sigma_1}$$

est donc, dans ce cas, égal à  $C$ .

Si, au contraire, le déficit  $p$  n'était pas constant, mais variable avec  $a$ , d'après une loi que nous supposons, en première approximation, linéaire :

$$p = E + k a ; \quad (E, k, = \text{const.})$$

c'est-à-dire :

$$P = E + k A,$$

alors  $\sigma$  et  $\sigma_1$  résultent

$$\sigma = \frac{1}{A} \sqrt{\sum \frac{(a - A)^2}{n}}$$

$$\sigma_1 = \frac{1}{A - P} \sqrt{\frac{\sum \{(a - p) - (A - P)\}^2}{n}} = \frac{(1 - k) A}{(1 - k) A - E} \cdot \sigma ,$$

d'où :

$$C = \frac{A - P}{A} = (1 - k) \frac{\sigma}{\sigma_1} = (1 - k) \rho .$$

On déduit les constantes  $k$  et  $E$  :

$$k = 1 - \frac{C}{\rho} ; E = P - k A = (1 - C - k) A .$$

Dans le tableau 2 sont exposées les valeurs de  $C$ ,  $\rho = \frac{\sigma}{\sigma_1}$ ,  $E$  et  $k$  pour quelques bassins italiens. Pour les bassins de l'Italie du Nord l'influence du coefficient  $k$  est assez limitée. Pour le Pô, par exemple, le coefficient  $C$  est pratiquement égal à  $\rho$  : c'est-à-dire que la perte  $P$  se comporte — *statistiquement* — comme une constante. Pour les bassins glaciaires les valeurs de  $k$  sont négatives : cela dépend de l'existence d'autres apports, en plus de ceux indiqués avec  $A$ . Pour ces bassins cette représentation statistique n'a pas beaucoup de signification, sauf celle de confirmer le fait d'un apport indépendant des pluies.

Cependant, pour la plupart des bassins (notamment péninsulaires) la valeur de  $k$  est positive et est appréciable. Les pertes croissent donc avec les apports météoriques. Une valeur considérable de  $k$  révèle donc l'existence de pertes par

TABLEAU 2

| Bassin              | Apports<br>météorol.<br>mm | Débits<br>mm | Deficit<br>d'écoul.<br>mm | C    | $\sigma$ | $\sigma_1$ | $\rho$ | k     | E<br>mm |
|---------------------|----------------------------|--------------|---------------------------|------|----------|------------|--------|-------|---------|
| ADIGE               | 905                        | 651          | 254                       | 0,72 | 0,17     | 0,24       | 0,72   | 0     | 254     |
| ADDA                | 1.082                      | 1.057        | 25                        | 0,98 | 0,19     | 0,24       | 0,79   | -0,24 | 282     |
| DORA BALTEA         | 953                        | 996          | -43                       | 1,05 | 0,16     | 0,19       | 0,84   | -0,25 | 190     |
| TANARO              | 1.011                      | 509          | 502                       | 0,50 | 0,21     | 0,36       | 0,58   | 0,14  | 365     |
| Po (Plaisance)      | 1.130                      | 706          | 424                       | 0,62 | 0,15     | 0,26       | 0,62   | 0,0   | 424     |
| Po (Pontelagoscuro) | 1.092                      | 671          | 421                       | 0,60 | 0,16     | 0,28       | 0,57   | -0,05 | 490     |
| ARNO                | 1.045                      | 405          | 640                       | 0,39 | 0,14     | 0,29       | 0,48   | 0,19  | 440     |
| TEVERE              | 1.028                      | 455          | 573                       | 0,44 | 0,15     | 0,23       | 0,65   | 0,32  | 247     |
| PESCARA             | 896                        | 543          | 353                       | 0,61 | 0,16     | 0,20       | 0,80   | 0,24  | 135     |
| VOLTURNO            | 1.177                      | 547          | 630                       | 0,47 | 0,15     | 0,20       | 0,75   | 0,37  | 188     |
| OFANTO              | 844                        | 302          | 542                       | 0,36 | 0,19     | 0,42       | 0,45   | 0,20  | 370     |
| BRADANO             | 676                        | 127          | 549                       | 0,19 | 0,15     | 0,63       | 0,24   | 0,21  | 407     |
| SIMETO              | 776                        | 311          | 465                       | 0,40 | 0,13     | 0,29       | 0,45   | 0,11  | 380     |
| FLUMENDOSA          | 1.000                      | 505          | 495                       | 0,51 | 0,24     | 0,36       | 0,66   | 0,23  | 260     |

perméabilité, ou par insuffisance d'écoulement. Bien souvent elle est due à l'aridité des terrains, de sorte que les pluies, surtout pendant l'été, ne couvrent pas les possibilités d'évaporation du sol, et la perte est plus grande si la pluie est plus grande.

En conclusion, le rapport  $\rho = \frac{\sigma}{\sigma_1}$  représente, avec le coefficient de débit C, un index hydrologique du bassin. Si  $C/\rho$  ne diffère pas beaucoup de l'unité, le régime hydrologique est, pour ainsi dire, équilibré : les pertes par évaporation sont, en moyenne, constantes. Le surplus est éliminé par ruissellement superficiel. Si  $C/\rho$  est sensiblement supérieur à l'unité, des apports indépendants des pluies viennent modifier le bilan hydrologique (glacialisme, sources d'origine extérieure, etc.). Si  $C/\rho$  est sensiblement plus petit que l'unité, le régime des apports n'épuise pas les possibilités de dissipation du bassin : par perméabilité, par paludisme, par aridité. Circonstances, celles-ci, qui ne sont pas toujours révélées par le coefficient de débit. Par exemple : le Pô et le Pescara ont le même coefficient C (de 0,61 à 0,62); mais le rapport  $C/\rho$  est 1 pour le Pô et 0,75 pour le Pescara. Cela signifie que si demain une augmentation des pluies se produisait (avec le même régime respectif), l'augmentation du coefficient de débit serait plus grande pour le Pô que pour le Pescara. En effet la perte de celui-ci a un terme croissant avec la pluie ( $k > 0$ ) que le Pô n'a pas.

Encore : le Pô à Plaisance et le Tibre à Rome ont presque le même rapport  $\rho$  (de 0,62 à 0,65). Ils ont toutefois des coefficients de débit différents (0,62 le Pô; 0,44 le Tibre). On conclut que les pertes du Tibre ont un caractère différent de celles du Pô. Dans la formule  $P = E + kA$ , pour le Pô on doit mettre  $k = 0$ ;  $E = 424$  mm; pour le Tibre  $k = 0,32$ ;  $E = 247$  mm. Les pertes du Tibre sont plus grandes que les pertes du Pô, mais elles ont un caractère de proportionnalité aux pluies que le Pô n'a pas.

La constance statistique des pertes du Pô et de l'Adige dans leurs sections vallives dépend, avec toute probabilité, non seulement du régime hydrologique, du type continental des pluies et du pourcentage glaciaire du bassin, mais aussi des arrosages qui sont largement pratiqués dans la plaine.

Tout ce que nous avons dit a une signification *statistique*, non pas une signification absolue. Les vicissitudes des différentes années dépendent d'innombrables facteurs occasionnels qui peuvent introduire des variations essentielles. De plus : on observe que la perte, pendant une année, n'est pas toujours en corrélation étroite avec la pluie de la même année. Les vicissitudes hydrologiques du passé peuvent influencer considérablement les vicissitudes de l'avenir. Mais du point de vue moyen ou, mieux, du point de vue statistique les dits coefficients  $\sigma$  et  $\sigma_1$  et leur rapport  $\rho$  peuvent être considérés comme des index significatifs d'un caractère hydrologique du bassin.



# THE MAIN PECULIARITIES OF THE REGIMEN OF RIVERS IN CENTRAL ASIA AND WAYS OF THEIR UTILIZATION

V. L. SHULTZ

## SUMMARY

1. In Central Asia the arid climate results in a most evident dependence of a river run-off on relief and farming. The processes and regimen of the run-off bear substantial features of vertical zones which result in the fact that mountain regions are an area of the run-off formation. On the contrary, plains of Central Asia with high evaporation, insignificant precipitation and small inclines of the Earth's surface are a true region of the run-off dispersion. Due to farming this process goes on so rapidly that vast plains get completely devoid of a bed surface run-off (an area of a runoff-balance). The region of a run-off receives 555 mm of water per year from the atmosphere, evaporates back 361 mm, and the remaining 194 mm ( $155 \text{ km}^3$ ) form a run-off of the plain area of lower location.

The latter receives 166 mm from the atmosphere and 124 mm through a surface run-off, evaporates everything back into the atmosphere. A total area of dispersion of the mountain run-off into the atmosphere makes only 23 per cent of the square of plains in Central Asia. The mean evaporation value from this square is 550 mm per year.

2. 53 per cent from a total run-off evaporate only from the surface of the Aral Sea, the Balkhash Lake and in the deltas of the rivers Amu-Daria, Syr-Daria and Ili. But a rational use is made only of 25 per cent of the run-off.

3. The rivers of Central Asia are supplied mainly by melted snow waters. A rain supply plays an insignificant part in the annual run-off of the rivers, but the maximum water expenses are, as a rule, due to rains, especially in rivers with lowlying watersheds.

4. The distribution of the specific aquiferousity in the mountain region of Central Asia is subjected to strict laws. The greatest specific aquiferousity (up to 50 litres/sec  $\text{km}^2$ ) with an equal height, is characteristic of watershed located on the slopes of peripheral ridges with southern, south-western and western expositions. The northern, and especially the eastern slopes are less aquiferous; the least specific aquiferousity is observed in rivers supplied in the depth of mountain massives (to less than 2 litres/sec.  $\text{km}^2$ ). An average modulus of a run-off in the mountainous region of Central Asia is 6.1 litres/sec.  $\text{km}^2$  equal to the average perennial modulus of the run-off of the whole territory of the USSR.

5. Variation of the annual run-off decreases with a rise of the watershed height. The most stable annual run-off is in rivers supplied with snow and ice and watersheds of which are located at the highest ridges or their parts (they are characterized by  $C = 0.10-0.15$ ). The rivers supplied with ice and snow are characterized by  $C = 0.15-0.25$ . All comparatively big rivers of Central Asia possess a much more stable run-off than plain rivers, in particular, rivers of the European part of the USSR.

6. The presence of vertical temperature gradient and an increase of aquiferousity of snow cover with an increase of terrain altitude lead to an increase of snow melting duration and a delay in high-floods of rivers with highlying watersheds. As the result of this, the high-flood in rivers of Central Asia is very prolonged and is not high, as a rule (a monthly run-off makes 25 per cent from the annual one), and on rivers with highlying watersheds the maximum expenses are observed in July-August. In July-September their run-off can rise up to 60 per cent of the annual run-off and more. From October to February the run-off in rivers of Central Asia, with a few exceptions, makes 10 to 25 per cent of the annual run-off.

7. Utilizing the above mentioned laws of the run-off, the Academy of Sciences of the Uzbek SSR worked out methods of approximate determination of the characteristics of the river run-off without of observations, and instruction to their use.

8. Big rivers of Central Asia, which are very aquiferous, have insignificant variations of the annual run-off, a delayed high-flood and consequently a well-controlled run-off, in particular, low maximum and comparatively high minimum.

# ОСНОВНЫЕ ЗАКОНОМЕРНОСТИ РЕЖИМА РЕК СРЕДНЕЙ АЗИИ В СВЯЗИ С ВОПРОСАМИ ИХ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

В. Л. Шульц.

На территории Средней Азии, вследствие аридного климата, наиболее ярко проявляется зависимость речного стока от рельефа и хозяйственной деятельности человека. Процессы стока и его режим в значительной степени несут черты вертикальной зональности, в результате которой горные районы являются *областью образования или формирования стока*. Наоборот, равнинная часть Средней Азии, при высоком возможном испарении, ничтожном количестве осадков и малых уклонах поверхности земли — ярко выраженная *область рассеивания стока*, в пределах которой испаряются не только атмосферные осадки, но и пришедший из горной области сток. Этот процесс, при содействии хозяйственной деятельности человека, осуществляется здесь с такой интенсивностью, что огромные площади равнин вообще лишаются руслового поверхностного стока (*область равновесия стока*).

Величина стока, образованного в пределах горной области Средней Азии может быть оценена вразмере 5000 м<sup>3</sup>/сек (160 км<sup>3</sup>); в равнинную же область поступает около 4900 м<sup>3</sup>/сек (155 км<sup>3</sup>).

По отдельным бассейнам эти величины даны в табл. 1.

Таблица 1

| Бассейны                | Площадь водосбора км <sup>2</sup> | Сток, образованный в пределах водосбора м <sup>3</sup> /сек | Сток, поступающий в равнинную область, м <sup>3</sup> /сек | Средний много-летний модуль стока л/сек км <sup>2</sup> |
|-------------------------|-----------------------------------|---|--|---|
| Каспийского моря        | 29700                             | 22  | 12   | 0,74  |
| Бессточных рек Туркмен. | 193300                            | 180   | 155  | 0,93  |
| р. Аму-Дарья            | 227300                            | 2500  | 2500   | 11,0  |
| р. Сыр-Дарья            | 150100                            | 1200  | 1200   | 8,0   |
| р.р. Чу и Таласа        | 37540                             | 190   | 190  | 5,1   |
| озера Иссык-куль        | 12660                             | 115   | —  | 9,1   |
| южной части оз. Балхаш  | 119000                            | 800   | 800  | 6,7   |
| Всего                   | 769600                            | 5007  | 4857   | 6,5   |

Область образования стока, получая из атмосферы 555мм влаги в год, испаряет обратно 361мм, а остальные 194мм (155 км<sup>3</sup>) отдает в виде поверхностного стока ниже расположенной равнинной области. Последняя, получая из атмосферы 166 мм и поверхностным стоком 124 мм воды, полностью испаряет ее обратно в атмосферу. Общая площадь, рассеивающая в атмосферу сток, пришедший с гор, составляет всего 23 % от площади равнинных пространств Средней Азии. Средняя величина испарения с этой площади равна 550 мм в год.

Из общего стока, испаряемого равнинной областью, 53 % испаряется только с поверхности Аральского моря, озера Балхаш, и в дельтах р.р. Аму-Дарья, Сыр-Дарья и Или. Рационально же используется не более 25 % стока сформированного в области образования стока.

Сказанное свидетельствует об огромных возможностях дальнейшего использования водных ресурсов края.

До настоящего времени существуют противоречивые суждения о роли различных источников питания в стоке рек Средней Азии. Длительное время преобладала точка зрения о главенствующей роли в стоке среднеазиатских рек ледникового питания. Эта точка зрения имеет сторонников и ныне, хотя в большинстве случаев в подтверждение ее не приводится никаких количественных аргументов. Исследования произведенные в последние годы не подтверждают представлений о доминировании в речном стоке ледникового питания. Если под ледниковым питанием понимать только сток образующийся за счет таяния льда, то ледниковое питание у рек по выходе из гор в наиболее благоприятных случаях не будет превышать 30 % годового стока и 50 % стока за период июль-сентябрь. В общем стоке рек Средней Азии ледниковый сток можно оценить приблизительно в 15 %. Таяние снега на языках ледников и в фирновой области может давать до 70-100 % от стока за счет таяния льда.

Несмотря на небольшую величину, в общем ледниковый сток, концентрируясь на протяжении сравнительно короткого отрезка времени, резко повышает сток июля и в особенности августа и сентября, когда потребность в оросительной воде обычно наибольшая. Отсюда вытекает большое практическое значение ледников как источников питания рек. Талые снеговые воды в горах Средней Азии образуются за счет таяния снежного покрова и скопления снега (снежников). Роль снежников в питании некоторых рек Средней Азии может достигать 50 % общего стока рек. Особенно велика роль снежников в питании рек, в водосборах которых оледенение развито слабо, а условия рельефа и выпадения осадков благоприятствуют образованию мощных скоплений снега. Дождевое питание играет незначительную роль в годовом стоке рек, не превышая в наиболее благоприятных случаях 10 % общего средне-многолетнего стока реки, поднимаясь в отдельные годы до 20% (только реки Туркмении и типичные сая отличаются повышенным дождевым питанием).

Дождевое питание, как правило, уменьшается с увеличением высоты водосбора и у рек с высокими водосборами составляет не более 1-2 % годового стока. Роль дождевого питания, в формировании максимальных расходов воды, тем не менее, может быть очень большой, в особенности на реках с низко расположенными водосборами. Жидкие осадки иногда незначительно увеличивают максимальные расходы талых вод, иногда же могут составлять 50 % и более от общей их величины. Например выдающийся максимальный расход р. Ангrena в 1949 г. на 70 % был сформирован дождями.

Как этот вытекает из сказанного, основным источником питания рек Средней Азии являются талые, главным образом снеговые и снежниковые, воды. Питание рек Средней Азии в подавляющей массе за счет талых вод определяет еще более тесную зависимость процессов стока и режима рек от высотных условий водосборов, чем при преобладании дождевого питания.

В горных странах, как известно, мощным фактором, определяющим величину и пространственное распределение стока, является высота местности над уровнем моря. Это является следствием того, что осадки, как правило, с высотой увеличиваются, а испарение с поверхности водосборов начиная с определенной высоты уменьшается. Однако величина осадков, а следовательно, и стока определяется не только высотой, но и :

- а) ориентацией хребтов, слагающих водосборы по отношению к влагоносным массам воздуха,
- б) доступностью водосборов этим массам и
- в) особенностями синоптических процессов.

Только при сравнительной однородности этих условий можно рассчитывать на наличие связи между стоком и высотой водосбора и утверждать, что река будет там водоноснее, чем больше высота ее водосбора.

Произведя группировку водосборов по признаку однородности перечисленных условий были получены зависимости между средними модулями стока ( $M_0$ ) и средней взвешенной высотой водосбора ( $H_{ср}$ ) для 32 районов горной области Средней Азии. На основе выявленных зависимостей  $M_0 = f(H_{ср})$  и фактических данных построена схематическая карта среднего стока, рек, которая, наряду с зависимостями  $M_0 = f(H_{ср})$ , может служить для приближенного определения среднего стока рек при отсутствии данных о расходах воды (рис. 1). Карта Среднего стока рек показывает строгую закономерность в распределении удельной водоносности по территории горной области Средней Азии.

Наибольшей удельной водоносностью (до 40 л/сек и более) при одинаковой высоте, отличаются водосборы, расположенные на склонах периферических хребтов с южной, юго-западной и западной ориентацией, т.е. водосборы доступные влажным воздушным массам и расположенные нормально к направлению их движения (правые притоки Аму-Дарьи, некоторые притоки рек Вахш и Пяндж, западная и северо-западная части водосбора Чирчика, правые притоки Кара-Дарьи и др.). Менее водоносны северные и в особенности восточные склоны; наименьшей удельной водоносностью отличаются реки, питающиеся в глубине горных массивов (Восточный Памир, Центральный Тянь-Шань).

Средний модуль образования стока горной области Средней Азии равен 6,5 л/сек, тогда как средний модуль области рассеивания стока в целом составляет 10,9 л/сек. Если в границы области рассеивания стока включить Аральское море и оз. Балхаш, то средний модуль рассеивания стока равнинами





Влияние размера площади водосбора в условиях горной области Средней Азии не улавливается. Это позволило, на базе приведенной выше формулы и фактических данных, составить карты изолиний  $C_v$  средних годовых расходов воды, пригодных для приближенного определения годовых стоков любой обеспеченности в неизученных пунктах.

В соответствии со сказанным, наиболее устойчивым годовым стоком отличаются реки ледниково-снегового питания, водосборы которых приурочены к наиболее высоким хребтам или к их частям (для них характерны  $C_v = 0,10 — 0,15$ ). Реки снегово-ледниково го питания характеризуются чаще всего значениями  $C_v — 0,15 — 0,25$ . Реки снегового и снегово-дождевого питания, имеющие наиболее низкие водосборы, отличаются наибольшей изменчивостью годового стока ( $C_v > 0,25$ ). Изменчивость годового стока типичных саев может, повидимому, достигать и даже превышать  $C_v = 1,0$ . В общем значения коэффи циентов вариации у рек Средней Азии, по имеющимся данным, колеблются от 0,08 до 0,60, причем 54 % рек имеют  $C_v < 0,200$  и только 12 % —  $C_v > 0,300$ . Таким образом все сравнительно крупные реки Средней Азии отличаются значительно большей устойчивостью стока, чем реки равнинных территорий, в частности реки Европейской части Союза. Так, например, реки Карело-Мурманского края и Северного Урала, отличающиеся наименьшими колебаниями годового стока, имеют коэффициенты вариации изменяющиеся от 0,15 до 0,20. На крайнем же юге и юго-востоке коэффциенты вариации годового стока достигают значений 0,60 — 0,70. В целом только в 18 % случаев реки Восточно-европейской равнины имеют  $C_v \leq 0,20$ .

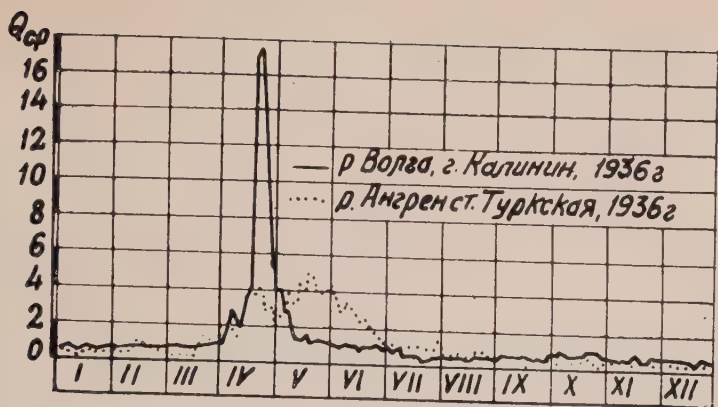
В колебаниях годового стока рек Средней Азии намечается ясная тенденция к повторению маловодных и многоводных лет группами. Вероятность повторения за многоводным годом лет с водоносностью не ниже средней составляет 0,81, а за маловодным годом лет с водоносностью не выше средней — 0,84. Полной синхронности в колебаниях водоносности рек в том или ином году не наблюдается. Даже в экстремальные годы водоносность рек далеко не всегда одинакова, а отдельные реки, независимо от типа их питания, даже находящиеся на сравнительно небольшом расстоянии друг от друга и на одном и том же склоне хребта, могут оказаться в многоводные годы маловодными и наоборот. Этот факт свидетельствует о крайней сложности распределения осадков даже на такой сравнительно небольшой территории, как горная область Средней Азии.

Не меньшее влияние элементы рельефа, и, в частности, высота водосбора оказывает и на внутригодовое распределение стока (распределение стока на фазово-одногодным периодом и отдельным месяцам, зарегулированность стока, начало и конец половодья, время прохождения максимальных расходов талых вод. Это объясняется тем, что таяние снега в горах вследствие наличия вертикального температурного градиента происходит не одновременно по всей площади водосбора, а по отдельным высотным зонам, начинаясь с нижних. Поэтому, чем выше водосбор, тем позднее проходит паводок. Реки ледниково-снегового питания, берущие начало очень высоко, имеют наибольшие расходы воды в самый жаркий период года, т.е. в июле-августе, когда тают высокогорные и вечные снега и ледники. У этих рек наименьшие расходы наблюдаются в марте-апреле вода начинает прибывать только в мае. На реках снегово-ледникового питания, как, например, Нарын, Чирчик, Карадарья и Сыр-дарья, наибольшие расходы проходят раньше, чаще всего в июне, расходы воды начинают увеличиваться в марте, а наименьшие расходы бывают обычно в декабре-феврале. На реках с низко расположенными водосборами (реки снегового и снегово-дождевого питания) паводки проходят очень рано. У таких рек наибольшие расходы в марте-апреле, т.е. как раз в то время, когда на реках ледниково-снегового питания наблюдаются наименьшие расходы. Наоборот, наименьшие расходы на этих реках устанавливаются в период наибольших расходов на реках ледниково-снегового питания, а именно в конце лета (иногда в начале осени). Примером такой реки является Келес.

Неодновременность снеготаяния в водосборах рек Средней Азии приводит к тому, что оно затягивается на несколько месяцев. Поэтому паводок снеготаяния сильно растянут и невысок. Рис. 2. Этим реки Средней Азии выгодно отличаются от равнинных рек, где одновременно снеготаянием охватываются огромные территории, как это наблюдается, например, на реках европейской части СССР.

В период снегового паводка (март-июнь) реками Средней Азии выносятся





## Гидрографы рек Волги и Ангрена

2. Рис. 2. Гидрографы рек Волги и Ангрена.

от 20 до 80 % всего годового стока. Наибольший сток за этот период, в соответствии со сказанным выше, наблюдается у рек с низко расположенными водосборами. В период июль-сентябрь наибольшим стоком отличаются реки с высокими водосборами. Сток за это время у них может превышать 60 % годового стока. За межень у рек Средней Азии, за очень редким и исключениями, проходит от 10 до 25 % годового стока.

Распределение стока в году играет очень большую роль в народном хозяйстве республик Средней Азии, в частности в сельском хозяйстве. У рек ледниково-снегового питания распределение стока лучше всего отвечает требованиям орошения хлопчатника, люцерны и других ценных сельскохозяйственных культур. Максимальные расходы на этих реках совпадают с наибольшей потребностью упомянутых культур в воде (июль-август); недостаток в воде может иметь место только в апреле-мае. Наоборот, когда хлопчатник требует много воды, в реке ее очень мало. С другой стороны, на таких реках весной остается большой неиспользованный излишек воды. Поэтому на землях орошаемых реками снегово-дождевого питания, площади под хлопчатник могут занимать немного места или надо строить водохранилища и запасать в них весной избыточную воду, выпуская ее, летом, когда потребность в воде велика.

Распределение стока по фазово-однородным периодам и по месяцам отдельных лет в основном определяется ходом температур на протяжении периода интенсивного снеготаяния, а не величиной запасов воды в снежном покрове. В силу этого отсутствует какая-нибудь четкая связь между водоносностью года и внутригодовым распределением стока. Это справедливо как в отношении времени прохождения максимальных расходов и начала паводка, так и в отношении распределения по фазовооднородным периодам и отдельным месяцам.

Существует только большая вероятность более раннего прохождения в маловодные годы максимальных расходов, повышенного в период сентябрь-февраль и пониженного в период май-июнь стока, по сравнению с годами многоводными.

В среднем продолжительность паводка в многоводные годы больше, чем в маловодные.

Наименьшим колебаниям подвергается сток межени (октябрь-февраль). Для этого периода значения коэффициентов вариации укладываются в пределы 0,06 — 0,38, причем 0,25 встречаются только в 13 % случаев. Наиболее распространены значения  $C_v = 0,06 - 0,20$ . Наибольшим колебаниям подвержен сток снегового паводка ( $C_v$  имеют размах от 0,13 до 0,63), причем в 63 % случаев  $C_v$  укладываются в рамки 0,20 — 0,40.

Меньшим, но все же весьма значительным колебаниям подвержен сток снегово-ледникового паводка (июль-сентябрь). В 80% случаях изменчивость показателя внутригодового распределения стока по территории Средней Азии не отличаются полной синхронности даже в экстремальные годы. Отсюда можно сделать вывод, что сложностью распределения отличаются не только атмосферные осадки, что вполне закономерно в условиях горного рельефа, но и термический режим периода интенсивного таяния снега и льда. Асинхронность отличаются не только концентрации стока на протяжении паводочного периода, но и время начала и конца паводка и прохождения максимальных расходов.

Подобно водоносности, можно констатировать тенденцию к повторению лет с ранней и поздней концентрацией стока группами. Точно так же колебания показателей внутригодового распределения стока по территории Средней Азии не отличаются полной синхронности даже в экстремальные годы. Отсюда можно сделать вывод, что сложностью распределения отличаются не только атмосферные осадки, что вполне закономерно в условиях горного рельефа, но и термический режим периода интенсивного таяния снега и льда. Асинхронность отличаются не только концентрации стока на протяжении паводочного периода, но и время начала и конца паводка и прохождения максимальных расходов.

Реки Средней Азии от рек большинства районов СССР отличаются более высокой эрозивной деятельностью и соответственно большей средней годовой мутностью, колеблющейся в широких пределах (от 0,01 до 18 кг/м³). Наибольшей мутностью отличаются реки, протекающие на юге. Если на севере мутность воды в редких случаях превышает 0,2 — 0,3 кг/м³, то на юге она может превосходить 3 кг/м³. Так, например, мутность воды р. Атрек равна 18 кг/м³, мутность Вахша при выходе его из гор составляет 4,24 кг/м³, мутность воды Аму-Дарьи превышает 3 кг/м³, мутность воды Шираз-дарьи и Сангардак — 3 кг/м³, и даже мутность Пянджа, бассейн которого сложен, в общем, стойкими против выветривания и денудации породами, при выходе из гор равна 1,5 кг/м³.

Эрозивную деятельность рек можно характеризовать интенсивностью смыва с поверхности водосборов. В ряде районов Средней Азии интенсивность смыва не превышает 10 т с 1 кв. км в год. Местами же она превосходит 2500 т с 1 кв. км (водосбор Вахша).

Большие скорости течения и мутность рек Средней Азии приводят обычно к сильной изменчивости русла.

Отличаясь значительной водоносностью, малой изменчивостью годового стока, растянутым паводком и, следовательно, сравнительно хорошо зарегулированным стоком, в частности низкими максимальными и относительно высокими минимальными расходами, поздним сосредоточением стока и т.п. крупные реки Средней Азии по сравнению, например, с реками Европейской части СССР, представляют собой прекрасные объекты для использования их вод для орошения. Особенно благоприятен режим рек ледниково-снегового питания, у которых наибольшие расходы совпадают с наибольшей потребностью в воде хлопчатника, люцерны и других ценных сельскохозяйственных культур. В общем благоприятный режим рек Средней Азии позволял длительное время достаточно полно использовать их сток, не прибегая к его регулированию. Этим объясняется то, что строительство водохранилищ в Средней Азии началось сравнительно недавно. Режим рек Средней Азии благоприятен и для использования гидроэнергетики, хотя и не в такой степени как для орошения. Наоборот, отличаясь большими скоростями, малыми глубинами, крайне неустойчивыми руслами реки Средней Азии, даже наиболее крупные из них, сравнительно мало пригодны для развития водного транспорта.

Опись рисунков к докладу В. Л. Шульца

« Основные закономерности режима рек Средней Азии в связи с вопросами их использования ».

# HYDROLOGICAL STUDIES IN JAPAN

KOICHI AKI

*Professor, University of Tokyo*

## SUMMARY

At the conference of I. U. G. G. in Aug. 1954, the writer presented «Recent Hydrological Researches in Japan», which described the situation of general hydrological researches in Japan in those days.

Though we had no severe flood damage since then, hydrological researches made progress gradually and are increasing in activity.

The writer in this article would like to introduce the present situation of hydrological study in Japan, especially about that of surface flow.

In cooperation with «Symposia Darcy» at Dijon in 1956, the first hydraulic research meeting was held in 1956 in Tokyo also. Some themes which are now becoming the center of interest were discussed there by Japanese hydrologists and the concerned about hydrology of flood. Some of them were proposed to the Symposia Darcy. As were shown in those theses, how to think and deal with the flood came into question recently in this country. That is, accuracy of measured flood discharge, method to determine the planning flood discharge, evaluation on such planning discharge, hydrodynamical studies on flood flow, etc...

Since the end of the last World War, a number of exceptionally high floods took place very often in many river basins in Japan. Important ones were those in the middle of Sep. 1947, on the Tone and the Kitakami Rivers; in the middle of Sep. 1948, on the Kitakami again; and at the end of June, 1953, on the Chikugo River and all over the northern-Kyûshû. The last one was caused by the warm front at the time of wet season, but the rest were caused by typhoon. These successive calamities have oppressed Japanese economy considerably in those days. These floods, on the standpoint of effective utilization of water resources, arose many problems and questions on the so-called comprehensive development of the river basin.

Under such circumstances, it has become necessary that the river discharge is to be determined rationally and more accurately in planning a river project. The necessity made the persons concerned interest in hydrological study with the stimulus of advanced hydrology in the United States and other countries. It was in such conditions that the writer described «Recent Hydrological Researches in Japan» at the conference of I.U.G.G.I. in Aug. 1954.

Since then, there has been no remarkable flood in this country, several years have elapsed in calm meteorological state. But hydrological researches on surface flow have advanced and the cooperation among many fields is making a favorable start.

The first hydraulic research meeting was held in Tokyo under the auspices of hydraulic committee, Japan Society of Civil Engineers in May, 1956, on the theme of «hydrology of flood». Since this meeting was given in response to «Symposia Darcy» of Dijon in Sep. 1956, some of the articles delivered at the Tokyo meeting were also presented at «Symposia Darcy».

The main subject of the theses presented at Dijon from Japan are concentrated on the problem of flood discharge. How to appraise probable flood discharge (<sup>1</sup>), how to consider and deal with planning flood discharge,—these problems are becoming the important interest of hydrologists in this country. As recent large-scale floods broke the past records successively, some Japanese hydrologists began to doubt

the statistical treatment on flood discharge <sup>(2)</sup>. Of course, the statistical treatment on river discharge is convenient one as a tool, but there is naturally a limit to which this tool could be applied, particularly in case of flood when one considers it as a non-statistical phenomenon.

In relation to the above-mentioned problem, the studies are directed to raise accuracy of the measurement and the value calculated on discharge <sup>(3)</sup>. For example, the studies are going forward on flood flow <sup>(4)</sup> by numerical solution of hydrodynamical equations.

On the other hand, the research on hydrological phenomena has been studied fundamentally during these years at the Kanna River Basin by Public Works Research Institute, Ministry of Construction. This river has a basin of 374 km<sup>2</sup>, a length of about 80 km, and is a branch of the Tone River. Detailed measurements have been continued since 1948 on rainfall and runoff at about 40 stations. Though the formal report has not yet been published, great hopes are expected.

At University of Kyoto also, hydrological researches are advancing actively, particularly about unit graph method <sup>(5)</sup> <sup>(6)</sup> and flood routing by electric analogue computer <sup>(7)</sup> <sup>(8)</sup>.

The second hydraulic research meeting was held at Tokyo in May this year on the theme of sedimentation.

#### REFERENCES

- <sup>(1)</sup> M. SUGAWARA; On the Method of Determining the Probable Flood. *Symposia Darcy*, Tome III, p. 45.
- <sup>(2)</sup> K. AKI, S. INOKUTI and Y. TAKAHASHI; Some Considerations on Flood Flow — Relation between Storm Rainfall and Storm Runoff on the Chikugo River — *Symposia Darcy*, Tome III, p. 64.
- <sup>(3)</sup> M. SUGAWARA and F. MARUYAMA; A Method of Prevention of the River Discharge by Means of a Rainfall Model. *Symposia Darcy*, Tome III, p. 71.
- <sup>(4)</sup> T. KINOSITA; Hydrodynamical Study on the Flood Flow. *Symposia Darcy*; Tome III, p. 56.
- <sup>(5)</sup> T. ISHIHARA, Y. TANAKA and A. KANAMARU; On the Characteristics of Unit Hydrographs in Japan, *Journal of J. S. C. E.* Vol. 41, No. 3, 1956 (in Japanese).
- <sup>(6)</sup> T. ISHIHARA and A. KANAMARU; On the Variations of Unit Hydrograph resulted from the Variations of Rainfall Conditions, *Trans. of Journal of J. S. C. E.* No. 32. (in Japanese).
- <sup>(7)</sup> T. ISHIHARA and Y. ISHIHARA; On the Electronic Analogue Computer for Reservoir Routing, *Journal of J. S. C. E.* Vol. 41, No. 2, 1956.
- <sup>(8)</sup> T. ISHIHARA and Y. ISHIHARA; On the Electric Analogue Computer for Flood Routing in the Yodo River. *Journal of J. S. C. E.* Vol. 41, No. 8, 1956. (in Japanese)



# RELATION BETWEEN RAINFALL AND RUN-OFF OF A MONTH AS UNIT OF TIME

ING. DIONIZ SREBRENOMIC

## RÉSUMÉ

L'auteur considère que le rapport cherché peut être exprimé dans la forme suivante :

$$Q_0 = a \log (H_1 + 10) (H_0 + 10)^b$$

où :

$Q_0$  = quantité d'eau s'écoulant au cours d'un mois comme unité de temps.

$H_0$  = quantité mensuelle de précipitation dans le mois du calcul.

$H_1$  = quantité mensuelle des précipitations du mois précédent.

$a, b$  = facteurs dépendant des autres éléments climatiques ainsi que des caractéristiques géologiques du bassin.

Dans ces rapports l'auteur a fait abstraction d'un grand nombre de facteurs influant sur l'indice d'écoulement, et il a utilisé seulement les éléments les plus importants du climat, les précipitations, comme le facteur décisif pour la quantité d'écoulement. L'auteur considère que de tels rapports quoique très généralisés par les constantes et les quantités des précipitations peuvent satisfaire pratiquement les besoins.

Ces formules peuvent avoir une large application pour la solution des problèmes d'aménagement des eaux, surtout dans le cas où la connaissance du régime d'écoulement mensuel présente un intérêt. Ces valeurs ont été calculées pour le bassin de la Mésopotamie, de la Save et de la Drave. L'auteur considère néanmoins que de rapports analogues peuvent être établis sur la base du rapport fondamental aussi pour d'autres bassins par le calcul d'égénéralisation d'après la méthode des plus petits carrés par laquelle on obtient les valeurs  $a$  et  $b$ .

The problem of run-off is very complicated, as it is already known, for it depends on a series of factors connected with climatic and soil elements, as well as for their variations in space and time. As much as the period of observation becomes shorter this problem becomes more complicated, or better to say, it is more difficult to find a practically satisfying solution. It is already said that there is a whole complex of factors influencing more or less the coefficient of run-off; the practically satisfying formula is requested to give, eliminating numerous elements, a relation based on a minimum number of factors which might integrally embrace and represent the excluded ones. Such considerations are logical for there is between the numerous climatic factors, influencing the run-off, a certain functional relationship, not yet studied but surely existing. Let me explain it more clearly. Well known all over the world is the Keller's formula who gave the relation between annual rainfall ( $H$ ) and run-off ( $Q$ ) in form of  $Q = kH - D$ , with  $H$ , one variable magnitude only,  $k$  and  $D$  being constants given for certain watershed or a certain region. This formula has been widely applied although we cannot make illusions that it gives us always real values. It only gives most probable values which differ, very often, from real magnitudes; in the graphical presentation of the relation  $H$  and  $Q$ , these magnitudes have remarkable dispersions from the given direction  $Q = kH + D$ . It is clear that the magnitude of these dispersions depends on climatic elements which are not embraced by this formula as for instance on temperature, water vapour tension, barometric pressure, wind, distribution of precipitations per season, etc., which may influence remarkably, the variation of the run-off lack. Meanwhile, as far as the hydrotechnical practice allows these different values from the real ones, the formula is considered as satisfying and is used as such.



The author does not want to analyse in this elaborate the coefficient of run-off in relation with climatic elements and soil configuration, these variations being very complex, especially in the case where a month represents the unit of time. It must be admitted that the author had not the necessary data — meteorological measurements in this sense. It is, for instance, well known that the coefficient of run-off is influenced mostly by evaporation which further, depends very much on temperature, barometric pressure and other factors the analysis of which would have particular importance in given occasions. The author could not make such analysis because of the above mentioned reasons. The water balance during the period of a month, interested him mostly as well as *the relations fixed by those elements which can be find out very easily in practice*. These are precipitations, data being easily available due to a certain tradition of their observation. The requested relation is thus deduced to the form  $Q = f(H)$ , which is, therefore, very simplified. It can be a priori stated that differences from real values of magnitudes obtained by means of the above mentioned formula calculated on such statement must be very delicate, the relation being very generally taken due to the precipitation and the elimination of many other factors. The hydrootechnical practice will show whether this proposition may be used or whether it should be abandoned.

The relation between monthly rainfall and run-off may be presented as follows

$$Q = a \log (H_1 + 10) (H + 10)^b$$

where

$Q$  . . . . . monthly effective run-off in mm

$H$  . . . . . monthly rainfall in mm

$H_1$  . . . . . monthly rainfall from the previous month

$a, b$  . . . . . magnitudes which have to be determined for every month on the determined watershed.

The author does not pretend to justify the logicness of this statement. It is sure that the relation between the rainfall and the run-off is expressed by a certain exponential function whose exponent is  $b$ . Soil ability for run-off depends on geological composition and the capacity for keeping water, the sloping, vegetation cover and other climatic factors; it is represented by the product of a certain constant  $a$  and  $\log H_1$ ; this shows how important are the precipitations from the previous month and how competent they are for the future run-off. Other climatic elements were indirectly embraced by the magnitude of precipitations. When the precipitations of the previous month are so important it can be proposed that the relation has another form as  $Q = f(H, H_1, H_2, \dots H_n)$  where  $H_1, H_2, \dots H_n$  represent the precipitations from the previous months. Meanwhile, it has been found out during the elaboration of the problem that  $H_1$  may satisfy the practical solution. The author tried of course to introduce this  $H_1$  into the relation in various forms but its logarithmical value corresponded best and that is the only reason why it was used as such. This explains that the run-off in a certain month with rainfall  $H$  and rainfall from the previous month  $H_1 = 0$  should be  $Q = a(H + 10)^b$ , as far as  $H_1 = 10$  mm the run-off would be 1,31 times greater, for  $H_1 = 100$  mm 2,04 times greater and for  $H_1 = 100$  mm the run-off would be only 2,32 times greater.

Evidently, this statement is logical and the calculation of equalizing according to the method of least squares proves this, as it will be demonstrated later on.

First of all a short description of Cesma region and climatic data are necessary. The Cesma region where the problem has been studied has a surface of  $F = 2.579,6 \text{ km}^2$ .

The region of Cesma is situated in the middle part of the temperate climate zone the  $45^\circ 32'$  to the  $46^\circ 15'$  of the north latitude and from the  $14^\circ 01'$  to the  $15^\circ 10'$  of the east longitude. The relief is not specially expressed. It is mainly plane or hilly

with the lowest point 100 m and the highest absolute point 645 m. The mean absolute altitude of the region is 183 m. Upper layers are composed of hard, resistant materials — argile and clay. 38% of the surface is afforested.

The climatic elements are interesting for this study, therefore, their magnitudes and variations are shown:

a) temperature (Križevci as representative)

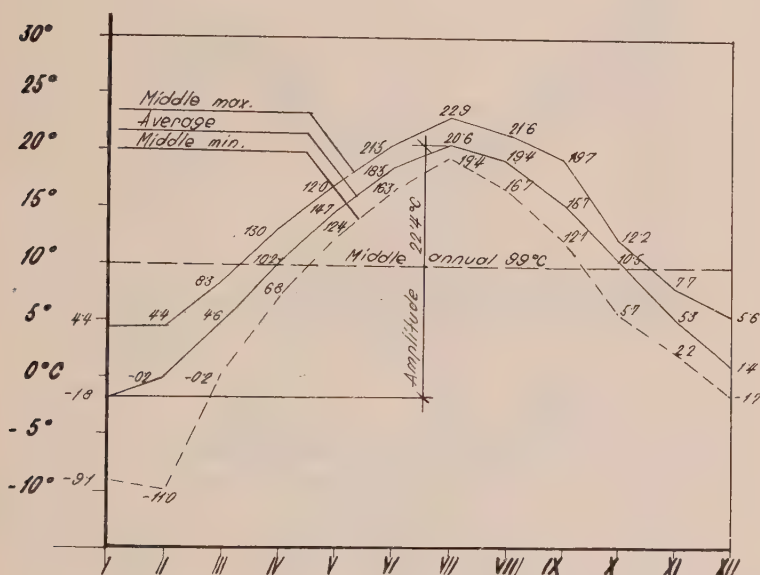


Fig. 1

The mean annual temperature is  $9.9^{\circ}\text{C}$ . The amplitude of mean monthly temperature amounts to  $22.4^{\circ}\text{C}$  which indicates that the region belongs to the continental climate but its degree of continentality (according to Zencker  $K = 38\%$ ) is not great. The absolute maximum  $39.5^{\circ}\text{C}$  and minimum  $29.8^{\circ}\text{C}$  of temperature (during a 30 year observation period 1927-1956) may have a remarkable difference of almost  $70^{\circ}\text{C}$ . During the same period the variations of the sums of annual temperatures from  $3103^{\circ}\text{C}$  to  $4015^{\circ}\text{C}$  were recorded, the mean annual sum being  $3614^{\circ}\text{C}$ .

b) relative humidity:

The variations of relative humidity during the same period were as follows: (Bjelovar)

The maximum takes place in December, the minimum in April. This minimum in April, so in spring, is very interesting for it means that the relative humidity decreases rapidly from December to April and the soil dries relatively quickly in spring.

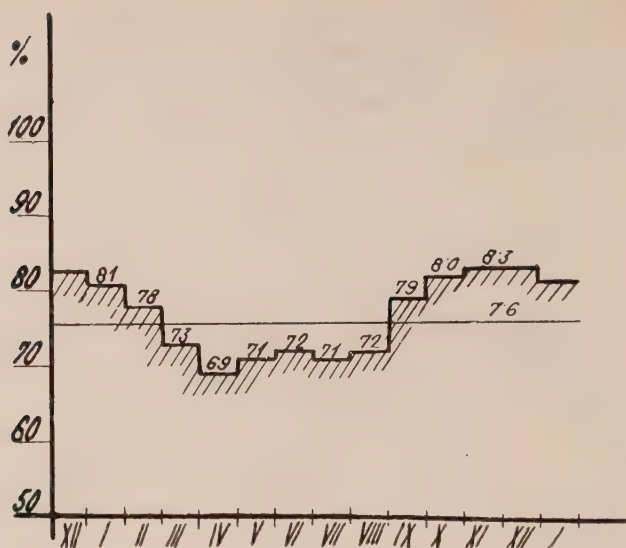


Fig. 2

c) *Water vapour tension*

Annual variations of water vapour tension are very simple:

|          | I   | II  | III | IV  | V   | VI   | VII  | VIII  | IX   | X   | XI  | XII | Annual value | Annual amplit |
|----------|-----|-----|-----|-----|-----|------|------|-------|------|-----|-----|-----|--------------|---------------|
| Bjelovar | 3.6 |     | 4.8 |     | 9.5 |      | 12.9 |       | 10.4 |     | 5.4 |     |              |               |
|          |     | 4.1 |     | 6.5 |     | 11.8 |      | 12,50 |      | 8.1 |     | 4.4 | 7.8          | 9.3           |

The minimum is in January, the maximum in July which correspond to the increasing and decreasing of temperature, the vapour tension being with it, relatively with the absolute humidity, in causal relation.

d) *Wind*

Having in view that the coefficient of run-off is elaborated, the mean wind velocity in m/sec is most interesting. In the observed region it is rather small:

|          | I   | II  | III | IV  | V   | VI  | VII | VIII | IX  | X   | XI  | XII | Year |
|----------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------|-----|-----|-----|-----|------|
| Bjelovar | 1.3 | 1.3 | 1.6 | 1.6 | 1.6 | 1.6 | 1.4 | 1.3  | 1.3 | 1.2 | 1.2 | 1.1 | 1.4  |
| Krizevci | 1.9 | 2.0 | 2.4 | 2.3 | 2.1 | 2.1 | 2.0 | 1.8  | 1.8 | 2.0 | 2.0 | 1.8 | 2.0  |
| Cazma    | 1.9 | 2.0 | 2.2 | 2.2 | 1.9 | 1.9 | 1.7 | 1.7  | 1.6 | 1.7 | 1.7 | 1.6 | 1.9  |

There are, therefore, spring maximums of wind velocity caused by the passage of cyclons which move in spring from the Adriatic to the interior. Consequently, the number of days with strong wind, stronger than 6 Beaufort, is not great. They take place mostly in March and April and amount to 1,8 day per year. During the warm period of the year the air circulation is somewhat more weak but more constant.

As to the frequency of wind directions the direction SE is predominant all over the year.



Fig. 3

#### e) Cloudiness

This climatic element is illustrated by the following graphic: (fig. 4)

The average cloudiness is 5.5.

#### f) Precipitation

This is, no doubt, the most important climatic element for the run off. We are specially interested for the variations of the precipitation. In the given circumstances they characterize the magnitude of the influence of maritime climate zone on this region of mild continental zone.

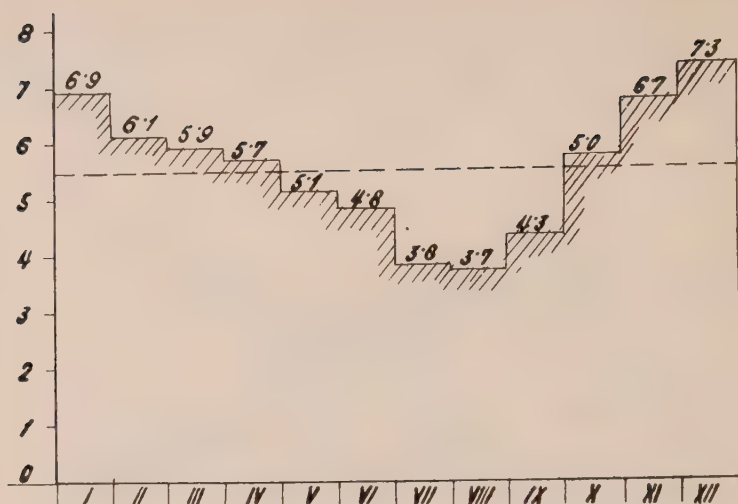


Fig. 4

In the region of Cesma for a 50 years period these variations are the following:

| Months                      |       |       |       |       |       |       |       |
|-----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|                             | I     | II    | III   | IV    | V     | VI    | VII   |
| Quantity of precipit. in mm | 46,77 | 55,07 | 49,76 | 57,03 | 89,10 | 89,73 | 76,13 |
| %                           | 5,6   | 6,5   | 5,9   | 6,8   | 10,6  | 10,7  | 9,0   |

| Months                    |       |       |       |       |       |        |
|---------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
|                           | VIII  | IX    | X     | XI    | XII   | Year   |
| Quantity of precip. in mm | 74,43 | 72,07 | 86,89 | 83,07 | 61,93 | 841,98 |
| %                         | 8,8   | 8,6   | 10,3  | 9,9   | 7,3   | 100    |

The main maximum of precipitations take place in June. This emphasize the continental characteristic of the observed region. The secondary maximum in October being slightly smaller than the main one, it can be concluded that the watershed is under a strong maritime influence and almost on the limit of the zone where this influence forms its typical main maximum of precipitation in October. The strong maritime influence is not only of extreme importance for the quantity of annual precipitations (which amount to 841,98 mm) but for their seasonal distribution too.



The vegetative season IV-IX gets 56,5% of annual precipitation, autumn (IX-XI) even 28,8%, but winter (XII-II) 19,8% only, which may a priori indicate a relatively small annual run-off coefficient for this region. Exceptions of these average values are remarkable as it is, in general, rather often in meteorology. Monthly sums, for instance, may reach the minimum value very near to 0 and in the next extremity 3 times greater sums than the average ones. Showers of short duration may reach such sums that they normally overcome monthly average values. These precipitations form regularly the maximum flood wave their coefficient of run-off is relatively the greatest, in other words the lack of run-off is the least. Analysing such showers of short duration during the sixty years period of the Zagreb station, the author has obtained the following relation between their intensity and duration :



Fig. 5

Ten-years showers:

$$d i^{1.3803} = 135,71 \text{ mm/hour}$$

twentyfive-years showers

$$d i^{1.2951} = 150,71 \text{ mm/hour}$$

fifty-years showers

$$d i^{1.2943} = 177,91 \text{ mm/hour}$$

one hundred-years showers

$$d i^{1.2788} = 199,35 \text{ mm/hour}$$

one thousand-years showers

$$d i^{1.2404} = 267,71 \text{ mm/hour}$$

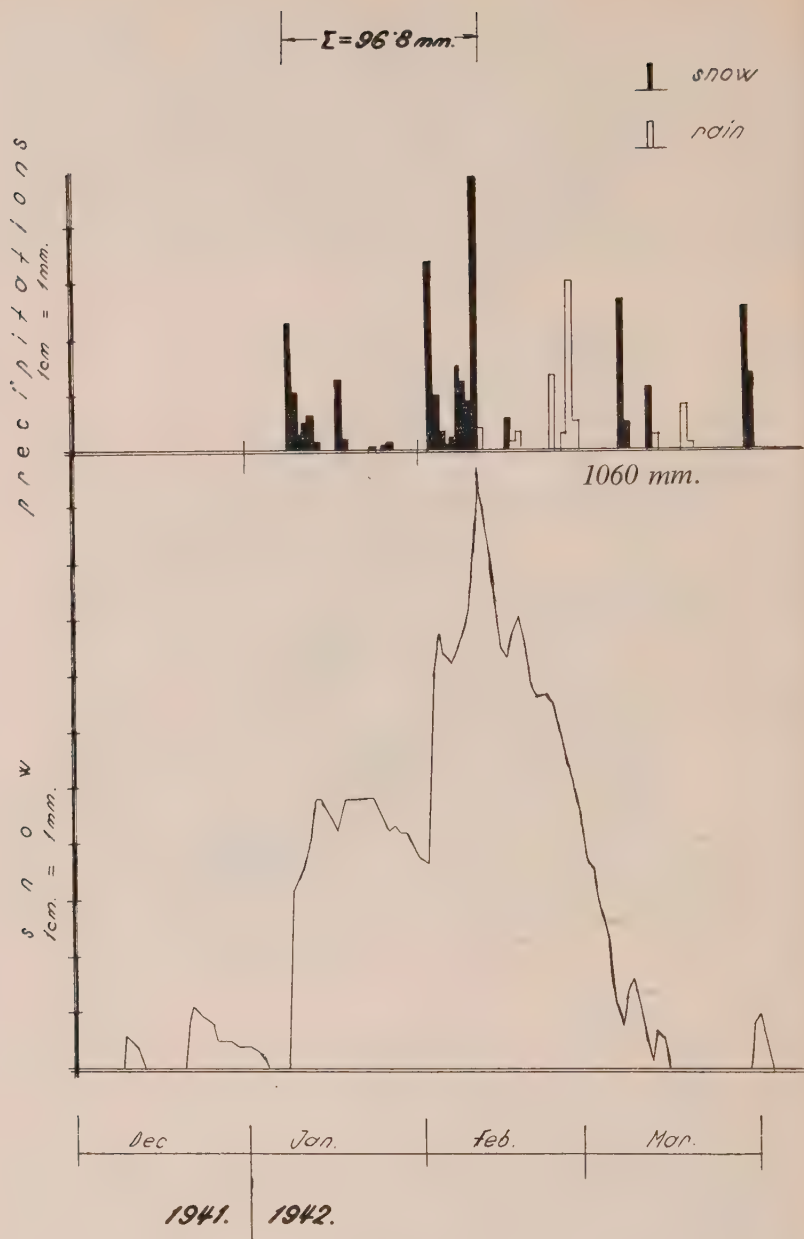


Fig. 6

It is certainly interesting for this study of run-off to know something about the snowfall, this way of water accumulation being very important for future run-off. Average annual snowfall amounts to 11%. In frame of a month this mean value is greater in winter for it amounts to 42% in December, 42% in January, 30% in February, 17% in November and 13% in March. Meanwhile, the snowcover does not last very long-mean maximum hight of snowcover (in February) amounts to 10 cm. Exceptions are remarkable; maximum hight of snowcover was recorded in Cazma in 1941/1942. See fig. 6. The snow hight amounted in this extreme case up to 106 cm of precipitation 96,8 mm. It represented, evidently, a large quantity of water for future run-off although the whole quantity cannot be taken into consideration.

In order to make possible the applying of relations which will be analysed later on, the author gave this climatographic scheme of the region of Cesma with climatic elements their specifications and the characteristics of the watershed. According to good comparative analyses, a specialist, full of experience, may conclude whether these relations may be applied to other regions.

But let us come back to the general relation

$$Q = a \log (H_1 + 10) \ H + 10)^b$$

and find out on an example the required the unknown values  $a$  and  $b$ .

These values were found according to Gauss'es method of equalisation with the following postulate: the sum of squares of exceptions have to be minimum. This way of equalizing is known as the equalizing according to the method of least squares and it is not necessary to discuss here this theory of finding out most probable values.

The general equation may be logarithmed:

$$\log Q = \log a + \log [\log H_1 + 10) ] + b \log (H + 10)$$

As we have the thirty-years period of observations on the Cesma river near Obediste, as well as its water balance, we may have 30 relations according to the above equation whose magnitudes for the month of June are:

In case where the sums are marked:

$$\sum f = (f), \quad \sum x = (f) \text{ and so on,}$$

we obtain

$$\log a = \frac{(x) \ (f) - (f) (xx)}{(x)^2 - n \ (xx)}$$

$$b = \frac{(x) \ (f) - n \ (xf)}{(x)^2 - n \ (xx)} \text{ where } n = 30 \text{ number of observations}$$

Therefore,

|                       |           |                          |           |
|-----------------------|-----------|--------------------------|-----------|
| $(x)^2$ . . . . .     | 3461,440  | $(x) \ (xf)$ . . . . .   | 2846,172  |
| — 30 $(xx)$ . . . . . | —3492,120 | — $(f) \ (xx)$ . . . . . | —2705,243 |
|                       | <hr/>     |                          | <hr/>     |
|                       | — 30,680  |                          | 140.929   |
|                       |           | $(x) \ (f)$ . . . .      | 1367,251  |
|                       |           | — 30 $(xf)$ . . . .      | —1451,314 |
|                       |           |                          | <hr/>     |
|                       |           |                          | — 84,063  |

| Year | H   | H <sub>1</sub> | Q     | log/H <sub>1</sub> + 10) | (log log/H <sub>1</sub> + 10) | log Q | f = log Q-log log(H <sub>1</sub> + 10) | x = log(H + 10) | fx     | xx      |
|------|-----|----------------|-------|--------------------------|-------------------------------|-------|--|-----------------|--------|---------|
| 1    | 2   | 3              | 4     | 5                        | 5                             | 7     | 8                                      | 9               | 10     | 11      |
| 1925 | 126 | 122            | 20.2  | 2.121                    | 0.327                         | 1.305 | 0.978                                  | 2.134           | 2.087  | 4.554   |
| 1926 | 79  | 55             | 7.5   | 1.820                    | 0.260                         | 0.875 | 0.615                                  | 1.949           | 1.199  | 3.799   |
| 1955 | 80  | 96             | 7.3   | 2.025                    | 0.306                         | 0.863 | 0.557                                  | 1.954           | 1.088  | 3.818   |
| Σ    | 269 | 267            | 457.8 |                          |                               |       | 23.240                                 | 58.834          | 48.376 | 116,404 |

$$\log a = -\frac{140,929}{30,680} = -4,59350 = 0,40650 - 5$$

$$a = 0.0000255$$

$$b = \frac{84,063}{30,680} = 2.740$$

The equation for June is therefore,

$$Q = 0.0000255 \times \log (H_1 + 10) (H + 10)^{2.740}$$

The relations for other months were calculated in the same way with real data for  $H$ ,  $H_1$  and  $Q$  whose values equalized in the general form

$Q = a \log (H_1 + 10) (H + 10)^b$  give the following results:

January:

$$Q = 110 \times 10^{-3} \log (H_1 + 10) (H + 10)^{1.218}$$

February:

$$Q = 428 \times 10^{-3} \log (H_1 + 10) (H + 10)^{0.966}$$

March:

$$Q = 837 \times 10^{-4} \log (H_1 + 10) (H + 10)^{0.967}$$

April:

$$Q = 337 \times 10^{-4} \log (H_1 + 10) (H + 10)^{1.485}$$

May:

$$Q = 482 \times 10^{-6} \log (H_1 + 10) (H + 10)^{2.262}$$

June:

$$Q = 255 \times 10^{-7} \log (H_1 + 10) (H + 10)^{2.740}$$

July:

$$Q = 196 \times 10^{-7} \log (H_1 + 10) (H + 10)^{2.788}$$

August:

$$Q = 156 \times 10^{-7} \log (H_1 + 10) (H + 10)^{2.761}$$

September:

$$Q = 159 \times 10^{-7} \log (H_1 + 10) (H + 10)^{2.701}$$

October:

$$Q = 176 \times 10^{-7} \log (H_1 + 10) (H + 10)^{2.833}$$

November:

$$Q = 116 \times 10^{-5} \log (H_1 + 10) (H + 10)^{2.168}$$

December:

$$Q = 232 \times 10^{-4} \log (H_1 + 10) (H + 10)^{1.566}$$

Everyone should like to know when applying such formula which differences from.

real values are allowed. According to Gauss the mean difference is  $m = \sqrt{\frac{(xx)}{n}}$ ,

where  $(xx)$  represents the sum of squares of individual differences, and  $n$  the number of observations. In order to estimate the exactitude, the mean mistake is used. The arithmetical medium of the sum of absolute values of mistakes represent the mean mistake; it is  $t = (n)$



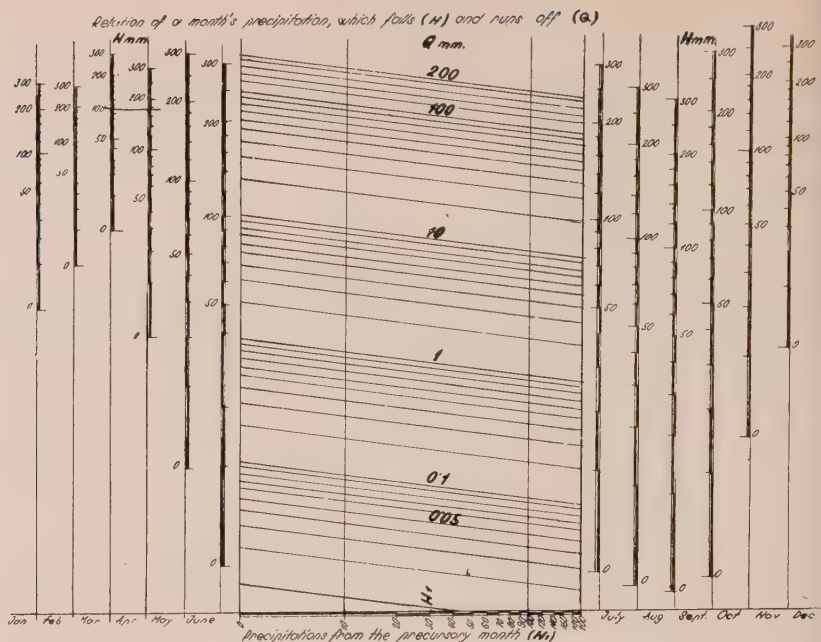


Fig. 7

The magnitudes  $m$  and  $t$  of these differences are the following:

|           |                    |                   |
|-----------|--------------------|-------------------|
| January   | $m = \pm 17.2$ mm, | $t = \pm 12.3$ mm |
| February  | $m = \pm 18.9$ mm, | $t = \pm 13.1$ mm |
| March     | $m = \pm 28.6$ mm, | $t = \pm 23.9$ mm |
| April     | $m = \pm 15.3$ mm, | $t = \pm 9.1$ mm  |
| May       | $m = \pm 14.9$ mm, | $t = \pm 8.9$ mm  |
| June      | $m = \pm 11.9$ mm, | $t = \pm 8.2$ mm  |
| July      | $m = \pm 11.2$ mm, | $t = \pm 6.1$ mm  |
| August    | $m = \pm 7.9$ mm,  | $t = \pm 4.6$ mm  |
| September | $m = \pm 7.4$ mm,  | $t = \pm 4.3$ mm  |
| October   | $m = \pm 13.2$ mm, | $t = \pm 7.4$ mm  |
| November  | $m = \pm 14.2$ mm, | $t = \pm 9.5$ mm  |
| December  | $m = \pm 14.4$ mm, | $t = \pm 10.6$ mm |

The magnitudes of mean differences are competent for the estimation of the exactitude of these formula. The maximum mean difference appears in March; this is quite logical when having in view the above mentioned facts (possible water accumulation from snowmelt from previous months which are not embraced by the formula).

The magnitudes of possible mean differences are not insignificant and it can be stated furthermore, that the problem is not quite solved by the above formula; the solution is to be found. The question is whether such relations may serve for this purpose. The following table of possible differences from real values  $Q$  and from probable values obtained by calculation  $Q'$  is given to illustrate the above said. The differences varies in limits.

|           |                                  |
|-----------|----------------------------------|
| January   | $Q = (0,50 \text{ to } 2,91) Q'$ |
| February  | $Q = (0,53 \text{ to } 2,95) Q'$ |
| March     | $Q = (0,51 \text{ to } 2,19) Q'$ |
| April     | $Q = (0,54 \text{ to } 2,94) Q'$ |
| May       | $Q = (0,52 \text{ to } 2,33) Q'$ |
| June      | $Q = (0,51 \text{ to } 1,91) Q'$ |
| July      | $Q = (0,51 \text{ to } 2,61) Q'$ |
| August    | $Q = (0,52 \text{ to } 2,85) Q'$ |
| September | $Q = (0,50 \text{ to } 2,50) Q'$ |
| October   | $Q = (0,50 \text{ to } 2,90) Q'$ |
| November  | $Q = (0,52 \text{ to } 1,93) Q'$ |
| December  | $Q = (0,51 \text{ to } 2,06) Q'$ |

The maximum possible span is therefore,  $Q = (0.5 \text{ to } 3.0) Q'$ . It is evident that the differences in the direction of minimum are more frequent but less and those in the direction of the maximum are greater but they appear rarely.

It would be but illusion to consider the empiric formulas based on meteorological data sufficient for the determination of certain relations. Such satisfying relations do not exist in any field of our interest. The great number of factors influencing the solution of the problem represent the main difficulty as well as the emphasized tendency to simplify the solution eliminating the numerous factors. In this way the solutions with integrally embraced different climatic and other elements with minimum number of members, as in this very case, must show greater differences from real values. These differences do not result from the elimination of factors but from a series of faults which appear in connection with measurements and observations of hydrometeorological magnitudes according to which the author obtained the results by the method of equalization.

Endeavours for the determination of the relation between the rainfall and the run-off during the period of a month are not unknown. In recent times American specialist for climatology C.W. Thornthwaite and J.R. Mather published in Centerton, in 1956, a monography elaborating this relation according to the method of simple book-keeping of the water balance: reserve of humidity in soil, lack and excess of humidity etc. The run-off takes place when there is an excess of humidity in the soil, in other words, when the quantity of precipitation surpasses the potential evapotranspiration renewing the accumulations of humidity in soil. This method of simple balancing may give rather uncertain results in case when the reserves of humidity in soil are well drained off; thus, for instance, monthly precipitation of 140 mm or even more may give no run-off, this being, of course, impossible. The modern Thornthwaite's method was explained by Ing. Dakovic in the publication «Gradevinar» No. 6, 1956 wherefrom the author uses the data and results of its application to Zagreb in 1952 with mean annual temperature  $11.8^{\circ} \text{C}$ . The excess of humidity in soil able for run-off being most important for this study is given here as well as the precipitation. In the same time effective precipitation quantity (the one able to run-off) is given calculated according to the above mentioned formulas.

It is evident that a great number of run-off according to the calculation proposed here, is more logical and more real. Precipitation of September, October and November in 1952 must cause, no doubt, a certain run-off. Such precipitation may, in given circumstances, cause floods. According to Thornthwaite's method, in such case there is no run-off at all. It is interesting to take into consideration annual run-off comparing it according to Keller. The run-off coefficient should be, according

to the said author,  $\alpha = 0.942 - \frac{405}{760} = 0.47$  with possible variations  $0.54 > \alpha >$



0.40. Annual run-off coefficient calculated according to the proposed formulas, is  $\alpha = \frac{369,9}{760} = 0.49$  while according to Thornthwaite  $\alpha = \frac{227}{760} = 0.30$ . Consequently, author's run-off coefficient ideally concord with Keller's one. The run-off coefficient is somewhat greater, but this is naturally when having in view that the distribution of precipitation per seasons was in the year 1952 very suitable for run-off, for even 69% precipitation took place during the cold vegetation period when the conditions for run-off are best. This moment has to be particularly emphasized for such a gradual calculation of the run-off coefficient per month should give better results for the calculation of annual run-off also, than formulas having but one variable magnitude—the quantity of annual precipitation. These formulas will be applied primarily when studying the run-off coefficient of watersheds in order to utilize water in water economy that is to say, to calculate the water quantity in open recipients as well as for accumulations. These problems become more and more important in connection with general tendencies for the advancement of agriculture, the realization of new irrigated surfaces and water supply.

It is quite logical that the engineer when setting the relation between the run-in and time or the consumption and time will have to take into account the duration of time of observation. So for instance in case when the necessary volume of accumulation with level regulation and the consumption for a longer period (a year) have to be calculated, the formulas may be applied without any security coefficient for the possibilities of annulment of certain differences are great. When the interval is shorter than one year it is necessary to calculate with values for a certain percentage less than the obtained ones. This will provide a certain security which is always required in technics. The following must always be taken into consideration: *real values of Q can never be less than the half of numeral value obtained by formulas (0,5 Q<sup>1</sup>)*.

Equalizing the values according to the method of least squares, the fundamental equation for the run-off during the period of a month

$$Q = a \log (H_1 + 10) (H + 10)^b$$

got numeral values for  $a$  and  $b$  for certain months by means of data from the watershed of the river Cesma.

It is not difficult to state that as such it corresponds to the whole region between the rivers Sava and Drava in Croatia, as climatic relation of this greater region are identical to those of the watershed of river Cesma, as well as the configuration of soil, vegetation conditions, etc.

For regions deferring from the described watershed of the river Cesma, as for instance remarkable differences of the variations of annual precipitation, differences in temperature and temperature variations, the watershed capacity for retaining water, etc., the values  $a$  and  $b$  have to be calculated according to data of the water balance of a typical watershed by equalization with the fundamental equation. The formula of this type may be then broadly applied.

## ABSTRACT

In this study the author tried to solve a very complex problem of the relation between the rainfall and run-off during the period of a month. The solution is given in form in run-off formula with two variable values only:  $H$  — monthly rainfall and  $H_1$  — the quantity of rainfall from the previous month. The general type of the relation of run-off during the period of a month is the following:

$$Q = a \log (H_1 \div 10) (H \div 10)^b$$

where  $a$  and  $b$  for each month have to be found according to the Gauss's method of least squares.

For the region between the rivers Sava and Drava in Croatia whose representative is the watershed of the river Cesma (middle part of the mild climate zone  $\varphi = 45^{\circ}54'$ ,  $\lambda = 14^{\circ}05'$ , mean annual temperature  $9.9^{\circ}\text{C}$  with the amplitude of  $22.4^{\circ}\text{C}$ , mean quantity of annual precipitation 842,0 mm, configuration of soil: hilly with mean absolute height of 183 m, composition of soil: slightly or hardly permeable clay, 38% of the region afforested) the values  $a$  and  $b$  were calculated according to data of its water balance for a thirty-years period. The following results were obtained:

| months | I                    | II                   | III                  | IV                   | V                    | VI                   |
|--------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| $a$    | $110 \times 10^{-3}$ | $428 \times 10^{-3}$ | $837 \times 10^{-3}$ | $337 \times 10^{-4}$ | $482 \times 10^{-6}$ | $255 \times 10^{-7}$ |
| $b$    | 1.218                | 0.966                | 0.967                | 1.485                | 2.262                | 2.740                |

| months | VII                  | VIII                 | IX                   | X                    | XI                   | XII                  |
|--------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| $a$    | $196 \times 10^{-7}$ | $156 \times 10^{-7}$ | $159 \times 10^{-7}$ | $176 \times 10^{-7}$ | $116 \times 10^{-5}$ | $232 \times 10^{-4}$ |
| $b$    | 2.788                | 2.761                | 2.701                | 2.833                | 2.168                | 1.566                |

Differences from the value  $Q'$  obtained by this calculation may be remarkable so that the real value of run-off  $Q$  is between  $0.5 Q' < Q < 3 Q'$  as the formula has been very simplified by the deduction of many factors. Possible differences towards the lower limit are tolerable so that the formulas may be applied in the practice upon a profound analysis, especially for the calculation of water running into open recipients for needs of water supply.

It is evident that the values  $a$  and  $b$  for regions differing from the described Cesma watershed, with specific climatic and geological conditions have to be calculated according to a long period water balance data of a typical watershed by means of Causs'es method of equalization in order to give in the fundamental equations

$$Q = a \log (H_1 + 10) (H + 10)^b$$

corresponding forms. Author's opinion is that such run-off formulas for the period of a month may be widely applied.

#### BIBLIOGRAPHY

- (1) JEVDJEVIC Dr. Vujica: Hydrology, Beograd 1956.
- (2) PRATOLONGO Ugo: Idrologia vegetale e agraria, Firenze 1936.
- (3) SCHAFFERNACK Dr. Ing. F.: Hydrographie, Wien 1935.
- (4) SREBRENOVIC Ing. Dioniz: Maximum waters, Zagreb 1953.
- (5) SKREB Dr. Stepan and others: Climate of Croatia, Zagreb 1942.



# MÉTHODE GRAPHIQUE D'ANNONCE DES CRUES

NOËL BACHET  
(France)

## RÉSUMÉ

Lorsqu'il faut annoncer les cotes qui seront atteintes dans les jours proches, les causes dont les effets se manifesteront en aval sont déjà données en grande partie par les cotes en amont du fleuve et de ses affluents.

Ces effets peuvent donc être déduits de l'analyse des conditions de l'écoulement variable dans le cas où une onde de crue vient de naître en amont.

Une analyse immédiate de l'équation de continuité de l'écoulement permet de voir que le déplacement de chaque point de l'onde est la résultante de deux composantes.

A la première correspond une propagation de l'onde vers l'aval avec une vitesse variable suivant la hauteur de la crue.

A la seconde, un étalement de l'intumescence se manifestant notamment par une atténuation du maximum.

Avec les données les plus courantes des rivières où une telle annonce est à faire, la deuxième composante se présente comme un terme secondaire dont l'évaluation peut être sommaire.

Cette analyse conduit à l'emploi de règles ajustées empiriquement avec les données des crues passées. Ces règles, dont l'usage a été introduit en France par les services de Ponts et Chaussées il y a une vingtaine d'années, se prêtent à un calcul rapide et assez précis des hauteurs à prévoir.

— Cette méthode est essentiellement basée sur l'analyse des lois de l'écoulement variable.

Entre deux sections de la rivière d'abscisses  $x$  et  $(x + dx)$  la variation du volume d'eau emmagasiné est égale à la différence entre les débits entrant et sortant :

$$adhdx = qdt - (q + dq) dt$$

$a$  est la largeur du lit à la section d'abscisse  $x$  et au niveau que les eaux atteignent (y compris le cas échéant le lit majeur)

$dh$  la variation de hauteur au point  $x$  pendant le temps  $dt$  :

$$dh = \frac{\partial h}{\partial t} dt$$

$dq$  la différence de débit aux deux sections au même instant  $t$  :

$$dq = \frac{\partial q}{\partial x} dx$$

D'où l'équation fondamentale de constinuité

$$a \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

A une hauteur  $h$  quelconque en une section  $x$  correspond, en régime permanent un débit  $r$ , à condition que l'on ne soit pas dans un remous variable avec le temps, ce que nous supposons.

Les formes du lit définissent ainsi une fonction

$$r = f(h, x)$$

Pour analyser les phénomènes de crues il est préférable de décrire celles-ci non par la fonction  $h(x, t)$  mais par la fonction :

$$r(x, t) = f(h(x, t), x)$$

Nous posons :

$$q = r + \rho \quad (2)$$

ce qui définit, par différence entre le débit  $q(x, t)$  en crue et le débit  $r(x, t)$ , pour les mêmes valeurs de  $x$  et  $t$ , le *débit complémentaire*  $\rho(x, t)$

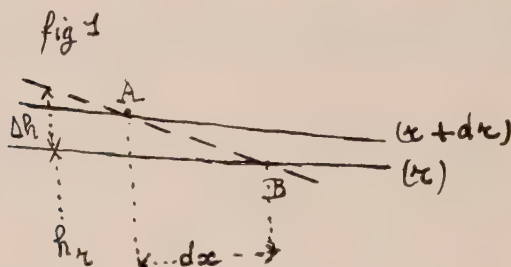
2 — Si l'on ajoute à la hauteur de la ligne d'eau la hauteur  $\frac{u^2}{2g}$  correspondant à l'énergie cinétique,  $u$  étant la vitesse, on obtient la ligne d'énergie dont la pente correspond à la perte de charge. Avec les données usuelles la ligne d'énergie est très voisine de la ligne d'eau et leurs pentes sont pratiquement égales à la perte de charge par unité de longueur.

La pente  $(i + \Delta i)$  en crue diffère de la pente  $i$  en régime permanent pour la même hauteur. Puisque la pente est proportionnelle au carré du débit, on a

$$q = r + \rho = \sqrt{\frac{i + \Delta i}{i}} \cdot r$$

et, si  $\Delta i$  est assez faible par rapport à  $i$  :

$$\rho = \frac{\Delta i}{2i} r$$



Par définition

$$\Delta i = - \frac{\partial(\Delta h)}{\partial x}$$

$\Delta h$  étant défini comme l'indique la figure où sont représentées deux courbes de  $(h)$  pour deux valeurs de  $r$

On a toujours :

$$dr = df(h, x) = \frac{\partial f}{\partial h} dh + \frac{\partial f}{\partial x} dx$$

Sur la ligne d'eau correspondant au débit permanent  $r$  on a :

$$dr = \frac{\partial f}{\partial h} dh_r + \frac{\partial f}{\partial x} dx = 0$$

Entre les points A et B

$$dr_{AB} = \frac{\partial f}{\partial h} d(h_r + \Delta h) + \frac{\partial f}{\partial x} dx$$

d'où, par comparaison avec la relation précédente

$$dr_{AB} = \frac{\partial f}{\partial h} d(\Delta h) = \frac{dr}{dh} d(\Delta h)$$

la seconde expression n'étant qu'une façon plus usuelle d'écrire la pente de la courbe de jaugeage au point (x)

On a donc :

$$\frac{\partial(\Delta h)}{\partial x} = \frac{dh}{dr} \frac{\partial r}{\partial x}$$

De cette relation et des expressions de  $\rho$  et de  $\Delta i$  données plus haut on déduit :

$$\rho = - \frac{1}{2i} \frac{dh}{dr} \frac{\partial r}{\partial x} r \quad (3)$$

L'attention doit être retenue sur les hypothèses simplificatrices qui ont été faites.

3 — Compte tenu de (2) l'équation fondamentale devient :

$$a \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial r}{\partial x} + \frac{\partial \rho}{\partial x} = 0$$

On y introduit  $r$  en remarquant que :

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{dh}{dr} \frac{\partial r}{\partial t}$$

le premier facteur étant l'inverse de la pente de la courbe de jaugeage.

En posant :

$$v = - \frac{1}{a} \frac{dr}{dh} \quad (4)$$

l'équation fondamentale devient :

$$\frac{\partial r}{\partial t} + v \frac{\partial r}{\partial x} + v \frac{\partial \rho}{\partial x} = 0 \quad (5)$$

$v$ , homogène à une vitesse est une fonction de  $x$  et de  $r$ , ou de  $x$  et de  $h$ , qui dépend des formes du lit.

Fig 2



Figurons l'onde  $r(x)$  à l'instant  $t$ , puis à l'instant  $(t + dt)$   
Considérons les deux points suivants :

A :  $x, \quad t, \quad r$

B :  $x + vdt, \quad t + dt, \quad r + dr$

On a par définition des dérivées partielles :

$$dr = \frac{\partial r}{\partial t} dt + \frac{\partial r}{\partial x} dx$$

Pour le passage de A à B, compte tenu de la valeur de  $dx = vdt$ , on a :

$$dr = \frac{\partial r}{\partial t} dt + v \frac{\partial r}{\partial x} dt$$

puis, compte tenu de (5),

$$dr = -v \frac{\partial \rho}{\partial x} dt = -\frac{\partial \rho}{\partial x} dx \quad (6)$$

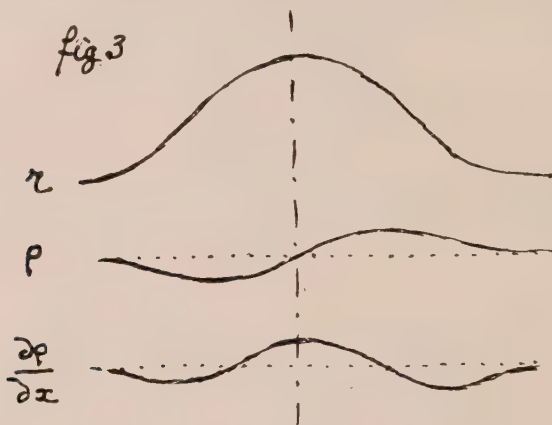
On passe donc du point A au point B par :

1° une translation horizontale :  $AC = vdt$

2° une translation verticale :

$$CB = -\frac{\partial \rho}{\partial x} dx = -\frac{\partial \rho}{\partial x} vdt$$

A la première composante correspond une *propagation* de l'onde avec la vitesse  $v$  différente d'un point à un autre, de telle sorte que cette propagation déforme l'onde.



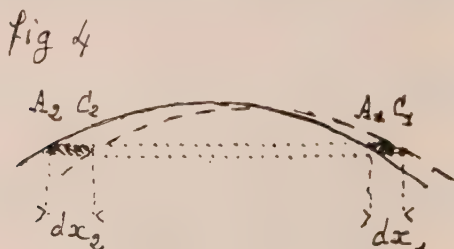
A la seconde composante correspond une *atténuation* de l'onde. En effet les courbes de  $\rho$  et de  $\frac{\partial \rho}{\partial x}$  ont les formes représentées sur la figure ci-contre qui montrent qu'au sommet de l'onde  $dr = CB$  est toujours négatif.

Deux remarques sont utiles.

Considérons d'abord isolément la propagation c'est-à-dire en négligeant CB de la figure 2). Il n'y a que des translations horizontales. Découpons entre les valeurs  $r$  et  $(r + dr)$  les tranches hachurées limitées par les ondes  $(t)$  et  $(t + dt)$

Le volume d'une des tranches est :

$$adhdx_1 = a \frac{dh}{dr} dr dx_1 = \frac{1}{v_1} dr dx_1 = dr dt$$



Cette formule donne le même résultat alors que  $dx_1$  et  $dx_2$  sont le plus souvent différents. La première opération conserve le volume.

La seconde doit donc aussi le conserver. Pour le voir il suffit de reprendre ici la formule (6) :

$$dr = -\frac{\partial \rho}{\partial x} v dt = -\frac{\partial \rho}{\partial x} \cdot \frac{1}{a} \frac{dr}{dh} dt \quad (7)$$

d'où :

$$a \frac{dh}{dr} \frac{dr}{dt} + \frac{\partial \rho}{\partial x} = 0$$

Or  $\frac{dh}{dr} dr$  est la hauteur ( $dh$ ) correspondant à la translation verticale CB et avec ce sens de ( $dh$ ) la dernière relation s'écrit :

$$a \frac{dh}{dt} + \frac{\partial \rho}{\partial x} = 0$$

On retrouve l'équation de continuité où ne figure plus que  $\rho$

Sous cette forme elle exprime, en la sommant entre deux sections  $A_1$   $A_2$  venant en  $C_1$   $C_2$ , que le volume perdu par l'effet de l'atténuation est égal à l'excès du débit complémentaire sortant sur le débit complémentaire entrant.

C'est pourquoi toute onde s'amortit en se propageant et, de toute évidence, d'autant plus rapidement qu'elle est plus pointue.

4 — Les analyses précédentes se prêtent à un calcul graphique de la propagation et de l'atténuation de l'onde, ou à un calcul par points à la machine à calculer. Il faut alterner sans cesse le calcul des vecteurs A C et CB, car la courbe  $\rho(x)$  varie sans cesse en raison de la déformation de l'onde.

Il faut remarquer notamment que pour les hauteurs entraînant l'inondation du lit majeur, la largeur  $a$  est plus grande et la vitesse  $v$  plus faible. L'onde se déforme avec un retard de la tête de l'onde, ce qui entraîne une pente  $\frac{\partial r}{\partial x}$  de plus en plus forte sur le front arrière, d'où un débit complémentaire sortant (vers l'amont) plus grand et une atténuation plus forte.

5 — On peut poursuivre certains calculs. Si le débit est donné par la formule :

$$r = Ch^{3/2}$$

et si  $u_m$  est la vitesse moyenne du courant, avec :

$$r = kah u_m$$

$k$  étant un coefficient dépendant de la forme du lit (égal à un s'il est rectangulaire) on a :

$$v = \frac{1}{a} \left( \frac{dr}{dh} \right) = \frac{1}{a} \left( \frac{3}{2} \frac{r}{h} \right) = \frac{3k}{2} u_m$$

En ce qui concerne l'atténuation la formule (3) en posant :

$$b = \frac{r}{2i} \frac{dh}{dr}$$

devient :

$$\rho = -b \frac{\partial r}{\partial x}$$

$b$  est homogène à une longueur. C'est une fonction de  $r$  et de  $x$  qui dépend des formes du lit.



En dérivant l'expression précédente on obtient l'atténuation

$$CB = dr = -\frac{\partial \rho}{\partial x} dx = b \frac{\partial^2 r}{\partial x^2} dx + \left( \frac{\partial b}{\partial x} + \frac{db}{dr} \frac{\partial r}{\partial x} \right) \frac{\partial r}{\partial x} dx \quad (8)$$

Au sommet de l'onde  $\frac{dr}{dx} = 0$  et l'on a :

$$CB = dr = b \frac{\partial^2 r}{\partial x^2} dx = \frac{r}{2i} \frac{dh}{dr} \frac{\partial^2 r}{\partial x^2} dx$$

6 — Il est utile, ainsi qu'on le verra, d'exprimer l'atténuation en fonction des caractéristiques de la courbe d'une onde  $r(t)$  pour une section  $x$ .

Le calcul de l'atténuation fait intervenir les dérivées de  $r$  par rapport à  $x$  et non celles prises par rapport à  $t$ .

Si la propagation d'une partie importante du sommet de l'onde est sensiblement proche d'une translation sans déformation à la vitesse  $v$  on peut à titre d'approximation remplacer

$$\frac{\partial^2 r}{\partial x^2} \text{ par } \frac{1}{v^2} \frac{\partial^2 r}{\partial t^2} \text{ ce qui est utiliser la propriété de toute fonction } f(x - vt)$$

La dernière formule peut dès lors s'écrire, en groupant les termes pour la raison qui va être vue :

$$dr = \frac{h}{2idx} \times \left( -\frac{r}{h} \frac{dh}{dr} \right) \times \left( \frac{dx}{v} \right)^2 \times \frac{\partial^2 r}{\partial t^2}$$

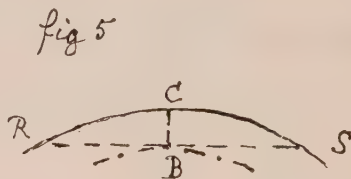
$dx$  est la dénivellation  $\Delta H$  entre les stations à la distance  $dx$

Le second facteur est égal à  $\frac{2}{3}$  lorsque le débit est donné par :  $r = Ch^{3/2}$

Le troisième facteur est le temps de propagation  $\theta$  entre les deux stations. On obtient donc finalement :

$$CB = \Delta r = \frac{h}{3\Delta H} \theta^2 \frac{\partial^2 r}{\partial t^2}$$

Ceci dit considérons la courbe  $r(t)$  du sommet de l'onde et supposons qu'elle soit assimilable à une parabole.



Si l'on trace la corde RS on a, en vertu d'une propriété de la parabole :

$$CB = \frac{RS^2}{8} \frac{\partial^2 r}{\partial t^2}$$

Cette relation s'identifie à la précédente si :

$$RS = \theta \sqrt{\frac{8h}{3\Delta H}} \quad (9)$$

Le second nombre est homogène à un temps (ce sont les temps qui sont portés en abscisse). C'est une donnée structurelle du lit indépendante de la forme de l'onde.

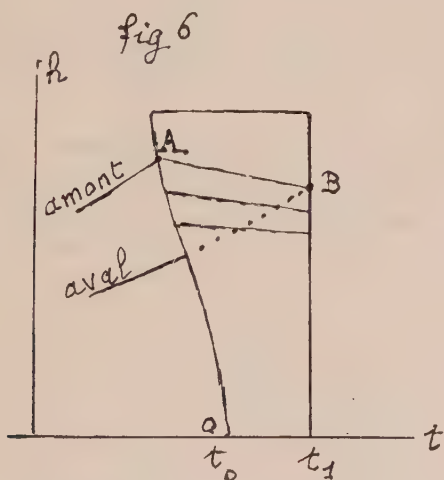
Elle fournit un moyen graphique de déterminer l'atténuation au sommet de l'onde en plaçant sur celle-ci la corde RS de longueur donnée.

Cette longueur n'est évidemment pas changée si on opère sur la courbe  $h(t)$  au lieu de celle de  $r(t)$ .

Il faut souligner les approximations grossières qu'il a fallu faire pour obtenir ce résultat.

7 — Les propriétés que nous venons d'exposer peuvent être traduites par un procédé de calcul graphique très simple.

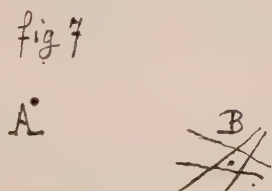
On opère sur un graphique où sont reportées les ondes  $h(t)$  à une station amont et à une station aval. La propagation, l'atténuation étant provisoirement négligée, fait correspondre une hauteur  $h_B$  à l'aval à une hauteur  $h_A$  à l'amont après un temps de propagation  $\theta$ .



Cette opération s'effectue avec une règle disposée comme l'indique la figure ci-contre.

Les courbes d'amont et d'aval sont tracées jusqu'au temps  $t_0$ . Des lignes de rappel telles que AB permettent de prédire la hauteur B en aval au temps  $t_1$ . La projection horizontale de chaque corde est le temps de propagation  $\theta$ , qui varie avec la hauteur.

Pour construire la règle, on trace un point A sur un calque pour une hauteur  $h_A$ .



On le place verticalement en faisant coïncider le point A avec tous les points de la courbe amont des crues passées où l'on a la hauteur.

On trace chaque fois la courbe aval vue par transparence. L'ensemble de ces courbes d'aval détermine un point moyen B.

On obtient ainsi toutes les lignes de rappel AB, ce qui permet de construire la règlette.

Ceci laissait de côté l'atténuation. On ne fait à ce sujet que la correction pour le sommet de l'onde, par la corde RS dont il a été parlé ci-dessus. Il fallait dans l'opération précédente laisser de côté les crues les plus pointues. La règlette doit alors donner un sommet trop haut pour les crues pointues. Par comparaison avec les crues réelles on détermine par tâtonnement la longueur de la « corde d'atténuation » RS.

Il y a lieu d'insister sur le caractère empirique des opérations qui viennent d'être exposées. Nous sommes partis d'une analyse théorique rigoureuse mais nous avons introduit progressivement des approximations.

Finalement le mode de calcul graphique s'effectue par l'ajustement d'une règlette avec les données des crues passées. N'importe quel procédé graphique imaginé au pur sentiment pourrait faire l'objet d'un tel ajustement, qui pourrait réussir. Mais le procédé choisi répond à l'allure générale des relations montrées par l'analyse théorique ce qui le rend plus apte qu'un autre à procurer un bon ajustement.

Il ne faut donc pas croire que chacun des deux aspects analysés plus haut soit exactement et séparément reproduit par la règlette. Dans le temps de propagation déduit du dépouillement des crues passées interviennent certains effets de l'atténuation, qui existent en dehors du sommet ainsi que le manifeste la formule (8).

D'autre part entre la station amont et la station aval viennent s'ajouter des apports. Le dépouillement empirique les fait intervenir par un effet statistique moyen plus ou moins lié à la hauteur en amont.

8 — Lorsqu'un affluent donne un apport notable entre la station amont et la station aval il faut calculer l'influence de l'affluent.

Dans les remous en amont du confluent on ne peut plus faire correspondre à une hauteur  $h$  un débit en régime permanent car en régime permanent le débit dépend de la hauteur au point considéré mais aussi de celle au confluent.

Toutefois aux origines amont A et B des remous l'analyse précédente reste applicable, avec la définition des débits  $r$  et  $\rho$ , ainsi qu'à partir du confluent C.

Soit  $V$  le volume d'eau emmagasiné entre A, B et C. Admettons que la variation de ce volume puisse s'exprimer d'une manière suffisamment approchée de la façon suivante :

$$dV = A_1(h_A)dh_A + A_2(h_B)dh_B + A_3(h_C)dh_C \quad (10)$$

en régime permanent ou variable.

L'équation de continuité entre les points A, B et C, est la suivante :

$$dV - (r_A + r_B - r_C) dt - (\rho_A + \rho_B - \rho_C) dt = 0 \quad (11)$$

Définissons une « atténuation »  $\delta h$  par la relation suivante :

$$(A_1 + A_2 + A_3) \delta h - (\rho_A + \rho_B - \rho_C) dt = 0 \quad (12)$$

dont le sens est identique à celui que nous avons trouvé plus haut en analysant le sens de la relation (7).

Posons maintenant

$$dh_A = \Delta h_A + \delta h$$

$$dh_B = \Delta h_B + \delta h$$

$$dh_C = \Delta h_C + \delta h$$

L'équation (11) se réduit, compte tenu de (12) à

$$A_1 \Delta h_A + A_2 \Delta h_B + A_3 \Delta h_c - (r_A + r_B - r_c) dt = 0 \quad (13)$$

Définissons trois débits  $r$  par les relations suivantes :

$$\begin{aligned} A_1 \Delta h_A - (r_A - r'_A) dt &= 0 \\ A_2 \Delta h_B - (r_B - r'_B) dt &= 0 \\ A_3 \Delta h_c - (r'_c - r_c) dt &= 0 \end{aligned} \quad (14)$$

en nous posant la condition :

$$r'_A = r'_B + r'_c$$

compatible avec la relation (13).

Chacune des trois équations précédentes est une équation de continuité sans atténuation.

Il en résulte que sous réserve de l'approximation admise en posant la relation (10) les conséquences des phénomènes sont les mêmes que ceux résultant

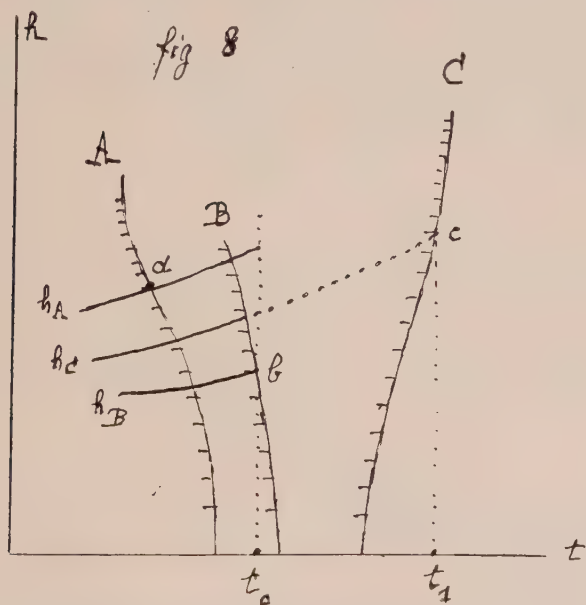
— d'une propagation dans deux bras distincts selon les deux premières des équations (14)

— d'une addition des débits normaux

— d'une propagation dans un bras unique selon la dernière des équations (14)

— d'une atténuation générale.

9 — Une réglette à correspondance double conçue d'une manière analogue à la précédente peut donc être construite empiriquement et procurer un ajustement convenable avec les multiples données des crues passées.



On utilise une réglette disposée ainsi que l'indique la figure ci-contre.

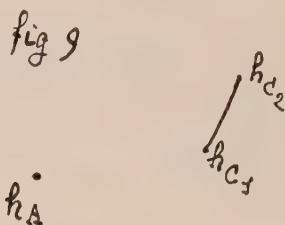
A chaque station correspond une ligne graduée en fonction de la hauteur.

Les courbes  $h(t)$  sont connues jusqu'au temps  $t_0$ . On lit la graduation (a) au

point où la courbe  $h_A$  coupe la règlette de (A). On lit de même la graduation ( $L$ ). On fait la somme ( $a + b$ ). On trouve cette somme au point c de la graduation de la règlette de (C). C'est la prévision à faire au temps  $t_1$  à la station C, au confluent ou à l'aval de celui-ci.

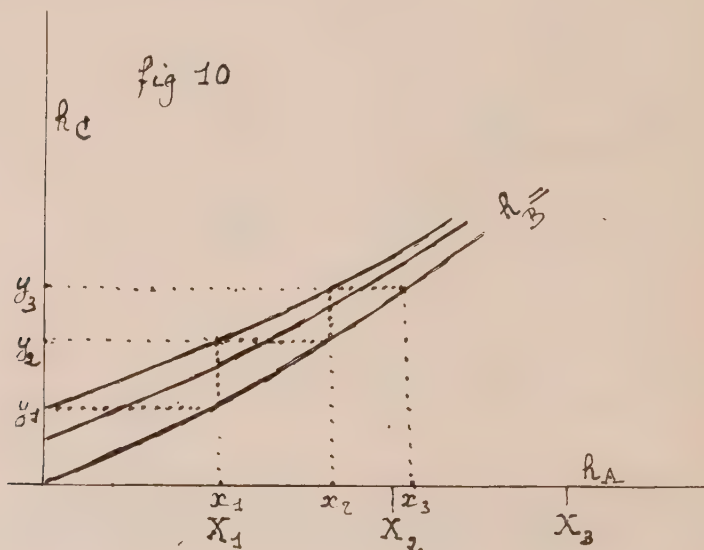
On procède ensuite à l'atténuation comme il a été vu plus haut.

10 — Pour construire la règlette on examine d'abord les crues qui ne se produisent que sur un affluent ce qui permet de voir les temps de propagation. Il y a trois temps de propagation, chacun fonction d'une des hauteurs  $h_A$ ,  $h_B$ ,  $h_C$ . C'est pourquoi la règlette de (C) n'est pas une droite verticale. Pour une hauteur  $h_A$  le temps de propagation dépend de la hauteur  $h_C$ , entre  $h_{C1}$  et  $h_{C2}$ , ce qui manifeste un segment du



profil de la règlette (C). En cherchant à mettre bout à bout tous les segments tels que  $h_{C1} h_{C2}$  on construit le profil de (C) et du même coup celui de (A), qui n'est pas non plus une droite verticale. On détermine de même le profil de B, non sans des tâtonnements qui doivent donner des formes ajustées en moyenne.

Il faut ensuite graduer les règlettes. En posant la règlette, non encore graduée, sur les crues passées on fait correspondre une hauteur  $h_C$  à deux hauteurs  $h_A$  et  $h_B$ . Ceci permet de tracer un diagramme tel que celui de la figure ci-jointe, où chaque courbe correspond à une hauteur  $h_B = \text{constante}$ .





Si l'on avait porté en abscisses et ordonnées non les hauteurs mais les fonctions  $r(h)$  les courbes  $h_B = \text{constante}$  auraient été remplacées par des droites parallèles à la bissectrice, puisque  $r_c = r_A + r_B$ .

Il est facile d'y parvenir. Ayant tracé entre des courbes  $h_B$  les cordes figurées en pointillé on laisse le point  $x_1$  en place, on déplace  $x_2$  de telle manière que  $X_1X_2 = o x_1$ , puis  $x_3$  de telle manière que  $X_2X_3 = X_1X_2$  et ainsi de suite. On opère de semblables déplacements sur l'axe  $Oy$  avec  $OY_1 = Y_1Y_2 = Y_2Y_3 = o y_1$ .

Après cette opération la longueur de  $oX_i$  donne la valeur de la fonction  $r$  pour la hauteur  $ox_i$ . De même pour  $oY_i$ .

Pour la construction de la réglette et son usage les fonctions  $r$  sont définies à un facteur près et à deux constantes près. Sur chaque courbe A, B et C on inscrit à la hauteur  $h$  la valeur de  $r(h)$ .

Si les valeurs de  $r$  sont nulles pour un débit nul (étiage) et s'il n'y a aucun apport entre les stations amont et la station aval elles doivent donner les courbes de jaugeage à un facteur près.

Il est en général nécessaire de perfectionner la première réglette ainsi obtenue. On recherche sur les courbes passées des périodes pendant lesquelles la hauteur,  $h_B$  sur un affluent est restée peu différente d'une hauteur  $h_B$ .

Par un calcul de caractère différentiel utilisant la réglette on détermine ce qu'aurait été la courbe  $h(t)$  à l'aval si la hauteur  $h_B$  avait été  $h'_B$ . On est ainsi ramené, au problème précédent d'une correspondance simple ce qui permet de reprendre une détermination plus exacte des temps de propagation et des graduations.

Il doit être rappelé que les stations A et B doivent être en dehors des remous en amont du confluent. On remarquera que la prévision pour une station intermédiaire située dans un remous peut être faite en fonction des hauteurs  $h_A$  et  $h_B$  de la même manière que pour le confluent ou une station en aval de celui-ci.

11 — Il convient d'insister une dernière fois sur le caractère empirique de l'ajustement des réglettes.

Utilisée en France par les services d'annonce des crues la méthode a donné des résultats satisfaisants pour des prévisions à plusieurs jours, sauf dans les cas où il n'a pas été possible d'avoir des stations amont qui contiennent les causes principales des effets en aval et à partir desquelles le temps de propagation soit suffisant pour permettre une prévision.

La méthode peut être perfectionnée en faisant intervenir l'influence des pluies, donnée par des pluviomètres. Il faut alors mettre en oeuvre les analyses du chapitre 3 pour un calcul effectif de la propagation de l'onde, apports des pluies exclus. Ceci exige la connaissance préalable des courbes de jaugeage. On peut alors séparer les effets des apports qui s'ajoutent aux débits qui ont passé aux stations amont et l'on peut rechercher comment ces apports sont en corrélation avec certaines données afin de déterminer statistiquement les modalités de leur influence.

#### *Réponse à Monsieur THYSSE*

A la suite de questions posées par MM. Thyse et Sachs, M. Bachet a envoyé les réponses suivantes :

I — L'analyse qui fonde la méthode graphique d'annonce des crues donne aussi une méthode graphique d'intégration de l'onde de crue.

La séparation du débit normal et du débit complémentaire et celle consécutive de la propagation et de l'atténuation conservent leur intérêt pratique, tant que l'atté-

uation n'est qu'un phénomène secondaire pour lequel un calcul beaucoup moins précis est suffisant.

L'intégration se fera en partant de l'onde  $r(x)$  au temps  $t_0$ .

Ceci exige la connaissance de la courbe de jaugeage  $r(h)$  en chaque section ( $x$ ).

Pour calculer la vitesse de propagation

$$v = \frac{1}{a} \frac{dr}{dh}$$

il suffit d'introduire la largeur du lit quand il n'y a pas débordement et celle du champ d'inondation dans le cas contraire. Remarquer que cette largeur  $a$  croît brusquement à partir du débordement et que, corrélativement, la vitesse de propagation décroît de manière semblable.

En dessous de la courbe de l'onde on trace celle du débit complémentaire

$$\rho = -\frac{1}{2i} r \frac{dr}{dh} \frac{\partial r}{\partial x} = -b \frac{\partial r}{\partial x}$$

$\left( r \frac{dr}{dh} \right)$  est la sous tangente de la courbe de jaugeage.

$i$  est la pente superficielle en régime normal. On en déduit donc facilement la longueur  $b$ .

(Ne pas perdre de vue que la formule ci-dessus admet que  $\left\{ \sqrt{1 + \frac{\Delta i}{i}} - 1 \right\}$

peut être remplacé par  $\frac{1}{2} \frac{\Delta i}{i}$ ).

Le vecteur « propagation » AC se déduit immédiatement de la vitesse de propagation  $v$  en chaque point pour l'intervalle de temps  $\Delta t$  donné :

$$AC = v \Delta t = \Delta x$$

Pour le calcul de l'atténuation on trace en dessous de la courbe  $r(x)$  celle de  $\rho(x)$ . Les opérations graphiques apparaissent sur la figure suivante :

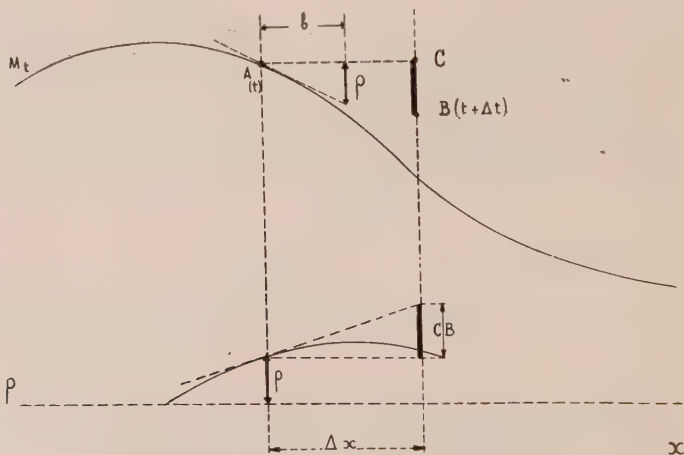


Fig. 1

On en déduit dans l'onde  $r_{t+\Delta t}$  le point B qui correspond au point A de l'onde  $r_t$ .

Lorsque l'onde a une forme très irrégulière et que  $\frac{\partial \rho}{\partial x}$  présente beaucoup de variations le calcul de l'atténuation devient très difficile si l'on ne considère pas des intervalles  $\Delta t$  très petits. On écartera cette difficulté en remarquant que l'atténuation a pour effet de faire disparaître les flaches et les bosses de l'onde (ainsi finalement que l'onde elle-même). On pourra donc substituer à l'onde donnée une onde ayant des pentes  $\frac{\partial r}{\partial x}$  beaucoup plus continues, en ayant soin de conserver le volume de l'onde.

Pour opérer cette régularisation correctement on remarquera qu'un volume élémentaire de l'onde est

$$a \, dh \, dr = a \, \frac{dh}{dr} \, dr \, dx = \frac{1}{v} \, dr \, dx$$

Ces remarques trouvent particulièrement leur application dans le cas d'une forte crue avec débordement. Au dessus du débit  $r_1$  correspondant aux hautes eaux coulant à plein bord la vitesse de propagation  $v$  est plus faible. Le calcul graphique de la propagation donne un résultat tel que celui de la figure ci-dessous

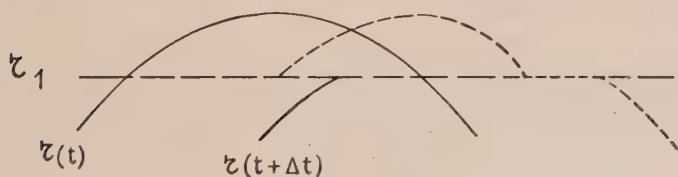


Fig. 2

Pour reprendre en le discutant un résultat aussi paradoxal il faut passer par un état intermédiaire dans lequel la vitesse  $v$  ne présente pas discontinuité mais seulement une variation rapide entre deux valeurs de  $r$ . La propagation conduit à une onde déformée telle que ci-dessous

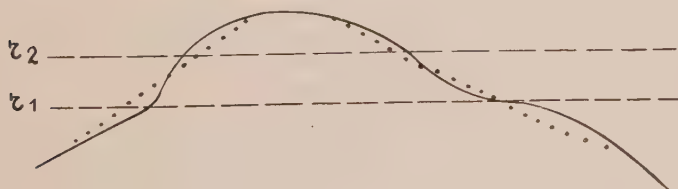


Fig. 3

Il y a alors des valeurs élevées de  $\frac{\partial \rho}{\partial x}$  qui tendent à régulariser très rapidement

la forme de l'onde suivant la courbe en traits pointillés. On peut faire à priori de telles rectifications locales, en conservant le volume général de la tête de l'onde au dessus et en dessous de la zone ( $r_1, r_2$ ) de débordement puis faire le calcul de l'atténuation générale sur l'onde ainsi régularisée.

Ces calculs graphiques demandent certaines appréciations. Si celles-ci sont faites habilement le résultat pourra être satisfaisant.

### Réponse à Monsieur SACHS

II — La détermination de l'influence des pluies sur la partie du bassin comprise entre la station amont et la station aval n'a pas fait l'objet d'études méthodiques.

Il n'y a pas à chercher le schéma d'une méthode dans une analyse théorique du genre de celle adoptée pour l'utilisation des cotes amont de la rivière. Il faut simplement dégager empiriquement des corrélations entre les hauteurs de pluie tombées et les cotes d'aval.

A une hauteur de pluie tombée entre deux instants correspond un certain débit moyen proportionnel à cette hauteur. Ce débit parvient à la rivière après un temps plus ou moins long. A ce temps correspond un temps de propagation. Au fait qu'il soit plus ou moins long suivant les chemins de l'écoulement correspond une atténuation du maximum de débit. On retrouve ici deux aspects qui sont à la base de la conception et de l'utilisation des réglettes et il apparaît donc que leur emploi peut être étendu aux données des pluviomètres.

Toutefois il y a aussi des phénomènes plus complexes. Un certain volume des précipitations, plus ou moins important suivant l'état du sol au moment du début est absorbé par celui-ci. A cela doit correspondre l'élimination d'une première tranche du débit, dans des conditions variables. Il s'agit alors d'une opération qui n'a pas été aperçue dans les analyses précédentes, et dont la détermination doit faire l'objet d'une recherche empirique d'un caractère nouveau.

La hauteur d'eau d'un pluviomètre ne chiffre pas un débit instantané mais l'intégrale de ce débit pendant un intervalle de temps. A de telles données ne correspond pas une courbe mais des suites de débits moyens, sous la forme d'un histogramme. Il est possible d'y substituer une courbe continue. Il n'apparaît pas nécessaire que les lectures des pluviomètres soient très fréquentes, car il est évident que les conditions de l'écoulement tendent à régulariser le débit parvenant à la rivière et à la station aval.

A partir d'une première réglette établie par la méthode d'ajustement exposée plus haut, donc en ne faisant jouer que des hauteurs d'eau de la rivière, il n'est pas impossible de passer à une réglette faisant intervenir des hauteurs de pluie. La première réglette est imparfaite. Les divergences en plus et en moins peuvent être attribuées aux pluies tombées dans la partie intermédiaire du bassin et ceci donne un point de départ pour la recherche de l'influence des pluies.

Cette méthode ne semble pas susceptible de donner des résultats satisfaisants. Il paraît préférable de calculer aussi exactement que possible l'effet des eaux qui ont passé aux stations amont. A cet effet il suffit de substituer aux graduations de la première réglette les graduations donnant les valeurs du débit  $r(h)$  en régime étale, telles que ces valeurs peuvent déduites de jaugeages. Ceci fait les divergences entre les cotes réelles et les cotes données par la réglette ainsi regraduée manifestent l'effet des pluies.

Une corrélation est à chercher entre ces divergences et les hauteurs de pluies.

Il y a lieu de remarquer en passant que si une corrélation existait en fait entre ces divergences et une hauteur d'eau en amont dans la rivière cela montrerait qu'il n'est pas utile de tenir compte des hauteurs de pluies. De toute façon on est en face d'un problème de recherche empirique d'une règle pratique qui donnera pour le mieux le terme de caractère complémentaire préalablement séparé comme il vient d'être vu. On notera ici que cette recherche se trouvera facilitée par le fait que la base fondamentale de la méthode reste une analyse théorique des phénomènes en jeu.



# HOCHWASSERVORHERSAGE AUS NIEDERSCHLÄGEN AM OBERMAIN

*(Flood Forecast Based on Precipitation Data for the Upper Main)*

DR. I. WALLNER, WÜRZBURG

*(Flood Forecast Based on Precipitation Data for the Upper Main)*

## ABSTRACT

The forecast time space, which is available when floods are forecasted from water stages, is at the headwater rivers not sufficient to inform the inhabitants of the valley in time.

Therefore some years ago a flood forecast based on precipitations was arranged for the upper Main with a basin of 12000 km<sup>2</sup>. It was a success and it seems to be applicable for the headwater of other rivers. The method consists in dividing the precipitations into periods of for instance 24 hours and in finding out the corresponding partial flood waves by means of unit graphs and recession curves. The influence of changeable factors as f.i. vegetation and soil moisture is to be determined at the beginning of the flood by evaluating the first partial flood wave. Furtheron the average areal precipitation for each day for the total basin is to be found from the rate of runoff for the sub-basins which is available as base of the forecast and which contains as well the influence of the changeable factors. Based on these two data, the one containing the total effect of the runoff factors based on precipitations can now be performed. The various characteristic rainfalls of the basin and besides these the runoff from the frozen ground and from the snow melt can be taken into account if this method is applied.

## SUMMARY

A flood forecast based on precipitation data was arranged for the upper Main with a basin of 12 000 km<sup>2</sup>. The method consists in dividing the precipitations into periods of for instance 24 hours and in finding out the corresponding partial flood waves by means of unit graphs and recession curves. The influence of different factors as f.i. vegetation and soil moisture is to be determined at the beginning of the flood by evaluating the first partial flood wave. Furtheron the average areal precipitation for each day for the total basin is to be found from the rate of runoff for the sub-basins which is available as base of the forecast and which contains as well the influence of the different influencing factors.

Fallen in Einzugsgebietes Mains stärkere Niederschläge, so fragen zahlreiche Stellen wie Reedereien, Werke und Lagerplätze, Baustellen und die Bewohner tiefliegender Ortsteile in einer Flut von fernmündlichen Anrufen an, ob Hochwasser entstehe und mit welchen höchsten Wasserstand gerechnet werden müsse. Die einsetzende Hochwasservorhersage fand hinsichtlich der Vorhersagezeit früher ihre Grenze in der Laufzeit von den obersten Pegelstellen bis zum Vorhersagepegel. Für die Anlieger am Obermain war diese Zeit zu kurz. Wir gingen deshalb schon vor mehreren Jahren dazu über, für den obersten Pegel des schiffbaren Mains, das ist der Pegel I.O. Viereth mit einem Einzugsgebiet von 12005 qkm, eine Vorhersage aus Niederschlägen aufzubauen. Das zunächst gewählte Verfahren wurde mehrmals verbessert und seit einigen Jahren bewährt es sich. Es ist vielleicht auch für andere Flüsse geeignet.

## I. DER AUFBAU DES VORHERSAGEVERFAHRENS.

Es wurde versucht, ein Verfahren zu finden, das bei ausreichender Genauigkeit

erlaubt, die täglichen Vorhersagen in einer verhältnismäßig kurzen Zeit von höchstens  $\frac{1}{2}$  Stunde durchzuführen; denn mehr Zeit steht zwischen dem Eingang der Meldungen und der Bekanntgabe der Vorhersage nicht zur Verfügung. Weniger von Bedeutung schien beim Aufbau des Verfahrens die Mühe, die für die Schaffung der Unterlagen erforderlich ist.

Zum Verfahren selbst zunächst folgendes: Vorversuche haben gezeigt, daß ein einfaches Addieren der Einzelabflüsse aus den Teilgebieten unter Berücksichtigung eines Verlustfaktors zu ungenaue Werte liefert. Wesentlich besser haben sich Beziehungen zwischen den Niederschlägen und ihrem Abflußanteil am Vorhersagepegel bewährt. Da die Hochwasserwellen meist aus einer Vielzahl von Niederschlägen verschiedener Dauer und Dichte entstehen, ist für die Vorhersage eine so weitgehende zeitliche Unterteilung der Niederschläge notwendig, daß für den einzelnen Zeitabschnitt ein gleichmäßiger Regen angenommen werden kann. In vorliegendem Falle wurden dafür Abschnitte von 24 Stunden gewählt. Die Abflüsse aus den 24 Stunden-Niederschlägen, auch «Tagesabflüsse» genannt, bilden einzelne Wellen und die Summen dieser Einzelwellen ergeben die gesuchten Abfluß- und Wasserstandsganglinien. Die Welle des Vorhersagetages setzt sich jeweils auf den Trockenwetterabfluß der Welle des Vortages auf. Dieser Vorgang wiederholt sich täglich und es hat sich gezeigt, daß selbst stark verformte und unruhig verlaufende Ganglinien sich auf diese Weise aufgliedern und vorhersagen lassen. Sichtbar in den Ganglinien des Vorhersagepegels wird nur jeweils ein Teil der Tageswellen und zwar meist nur der Wellenanstieg. Im weiteren Verlauf des Verfahrens besteht die Aufgabe nunmehr in der Bestimmung der Tageswellen. Sie ist möglich mit Hilfe der «Kurvenschar der Tagesabflüsse» und der «Trockenwetterabflußkurven». Die Kurvenschar der Tagesabflüsse ergibt sich aus der sog. «Dimensionslosen Einheitskurve», die in amerikanischen Vorhersageverfahren Verwendung findet, und die Trockenwetterabflußkurve kann unschwer aus dem durch Niederschläge nicht beeinflussten abfallenden Ast früherer Hochwasser-Wellen abgeleitet werden. Die Auswahl der im Einzelfall gültigen Tagesabflußwelle aus der Kurvenschar erfolgt mit Hilfe des tabellarisch errechneten «Gemittelten Tagesniederschlags des Gesamtgebiets» und der Einfluß der Abflußfaktoren läßt sich über den sog. «Millimeter-Abfluß» berücksichtigen. Die Verschiedenartigkeit des Gesamteinzugsgebietes sowohl in geologischer Beziehung als auch hinsichtlich des Bewuchses läßt sich durch Aufteilung des Einzugsgebietes in möglichst gleichartige Teilgebiete erfassen. Um die Tageswellen addieren zu können, werden die Ganglinien der Wasserstände für die Vorhersage in Mengenganglinien umgewandelt. Soviel zunächst als Übersicht über das Vorhersageverfahren aus Niederschlägen.

Nachfolgend werden im einzelnen beschrieben die Aufteilung und Ausstattung des Niederschlagsgebietes und die Ermittlung der Vorhersageunterlagen, das sind die Kurvenscharen, die Tagesabflüsse, der für ihre Anwendung erforderliche gemittelte Tagesniederschlag und der Millimeter-Abfluß, der die Wirkung der Abflußfaktoren berücksichtigt.

## II. AUFTEILUNG UND AUSSTATTUNG DES NIEDERSCHLAGSGBIETES.

Das Niederschlagsgebiet des Vorhersagepegels wird, weil es geologisch und hinsichtlich des Bewuchses sehr vielgestaltig ist, in Teilgebiete aufgeteilt, die abflußtechnisch angenähert eine Einheit bilden (Abb. 1). Jedes dieser Teilgebiete ist für die Vorhersage mit wenigstens einer Niederschlagsstation auszustatten. Außerdem soll in der Nähe jeder Station eine Fernsprechstelle zur Verfügung stehen, damit eine rasche Übermittlung der Niederschlagsmeldungen gewährleistet ist. Am Unterlauf jedes Teilgebietes ist ein Pegel mit Abflußmeßstelle erwünscht.

# Niederschlagsgebiet für den Vorhersagepegel Viereth $F_N = 12005 \text{ Km}^2$

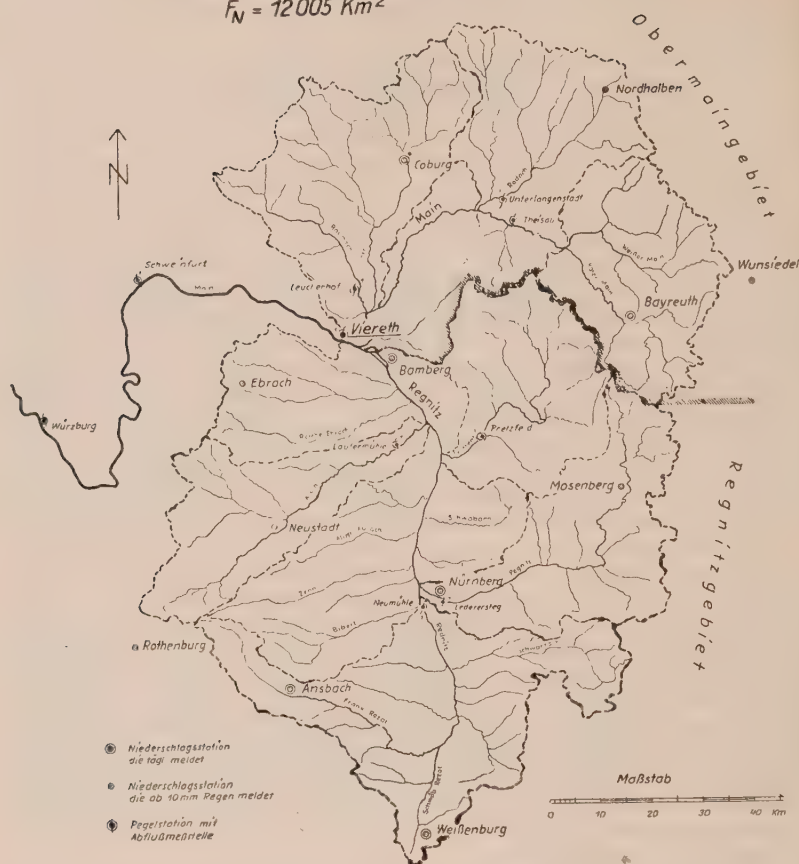


Abb. 1 — Niederschlagsgebiet für den Vorhersagepegel Viereth ( $F_N$  12005 qkm).

## III. DIE KURVENSCHAR DER TAGESABFLÜSSE FÜR DAS GESAMTGEBIET UND DIE TROCKENWETTERABFLUSSLINIEN.

Erstere lassen sich, wie schon erwähnt, mit Hilfe der « Dimensionslosen Einheitskurve » ermitteln, die in ähnlicher Form in den amerikanischen Vorhersagen Verwendung findet und in ihrer Grundform m.W. von Shermann stammt <sup>27)</sup>. Um die täglichen Abflußwellen über den Scheitel hinaus in ihrer gesamten zeitlichen Ausdehnung zu erhalten, sind die Kurven aus der Kurvenschar durch die « Trockenwetterabflußlinie » zu verlängern.

Für die Ermittlung der *Dimensionslosen Einheitskurve* teilt man die Abflußganglinien von Anschwellungen, die aus Niederschlägen möglichst gleichmäßiger Überregnung und Dichte stammen, vom Wellenfußpunkt bis zum Wellenscheitel

in z.B. 10 gleiche Zeitabschnitte ein. Dabei ist gleichgültig, wie groß die Höhe in den einzelnen Mengenganglinien vom Fußpunkt bis zum Wellenscheitel ist. Für die 9 Zwischenpunkte werden anschließend die Verhältniszahlen der Abflüsse an den Zwischenpunkten und am Scheitel errechnet und aufgetragen (Abb. 2a). Durch

## Die Tagesabflußwelle

Abb. 2

a) Dimensionslose Einheitskurve

b) Kurvenschar der Tagesabflüsse

mit Zeitlinie der Wellenscheitel

Konstruiert aus der dimensionslosen Einheitskurve

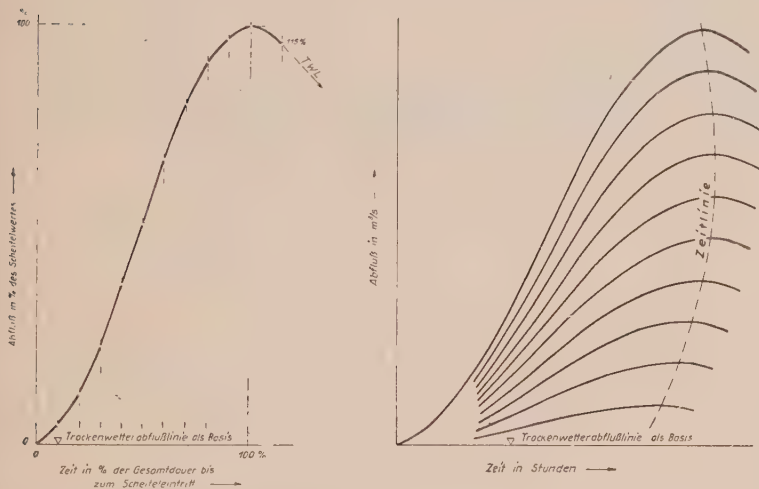


Abb. 2 — Die Tagesabflußwelle

a) Dimensionslose Einheitskurve

b) Kurvenschar der Tagesabflüsse mit Zeitlinie der Wellenscheitel

die Auswertung mehrerer Wellen erhält man dann bei verhältnismäßig kleiner Streuung die gesuchte Kurve. Sie wird über den Scheitel hinaus bis zu dem Punkt, an dem die Trockenwetterabflußlinie anschließt, verlängert. Als Richtpunkt dient dabei der Wert für 115 %. Die Erfahrung zeigt, daß die aus kleinen Anschwellungen gewonnene Einheitskurve in der Vorhersage auch für größere Anschwellungen verwendbar ist.

Für die anschließend durchzuführende Ermittlung der «Kurvenschar der Tagesabflüsse» am Vorhersagepegel werden aus den Wellen, die schon für die Einheitskurve verwendet wurden, die Zeiten zwischen den Fuß- und Scheitelpunkten entnommen und in ein Abfluß-Zeit-Diagramm eingetragen (Abb. 2b). Die Werte liegen auf der «Zeitlinie der Wellenscheitel». Mit Hilfe der schon bestimmten Einheitskurve ist es nunmehr möglich, zu diesen Scheitelwerten auch die Form der Wellen anzugeben und als Kurvenschar aufzutragen. Dabei ergibt sich, daß die Form der Wellen für verschiedene Überregnungscharakteristiken verschieden ist. Es ist deshalb zweckmäßig, für die wichtigsten Überregnungsarten des gesamten Niederschlagsgebietes mehrere Kurvenscharen aufzustellen. Für Viereth kommen drei solche Überregnungsarten und Kurvenscharen in Frage und zwar eine für annähernd gleiche Überregnung

des Gesamtgebietes, eine für starke Überregnung des südlichen Regnitzgebietes, die meist im Sommer auftritt, und eine für starke Überregnung des nördlichen Maingebietes, die vorzugsweise im Winter auftritt.

Bei Betrachtung der Kurvenscharen fällt vielleicht auf, daß die Fließzeiten für die kleineren Hochwasserhöhen vielfach kleiner sind als für die mittleren Hochwasserhöhen, obwohl die Fließgeschwindigkeiten sich umgekehrt verhalten. Dieser scheinbare Widerspruch läßt sich durch die Tatsache erklären, daß für die kleineren Wasserstände der Wasserverlust besonders groß ist. Die Scheitel werden durch den unverhältnismäßig großen Verlust so stark abgebaut, daß sie sich im unteren Wasserstandsbereich rascher ausbilden als im mittleren <sup>26)</sup>.

Als « Trockenwetterabflusskurven » reichen für die Vorhersage die Normalkurve und der Sonderfall bei Frost aus. Die Kurven können im allgemeinen nicht aus dem abfallenden Teil nur einer Welle entnommen werden, weil der Trockenwetterabfluß durch Zwischenregen meist beeinflusst wird. Es ist deshalb zweckmäßig, die Trockenwetterlinien aus 24-Stundenwerten oder aus noch kürzeren Abschnitten, die durch Nachregen nicht verändert sind, zu ermitteln. Diese Teilabschnitte liefern zunächst die Hilfskurve der 24-Stundenwerte (Abb. 3a) und daraus können dann die Trocken-

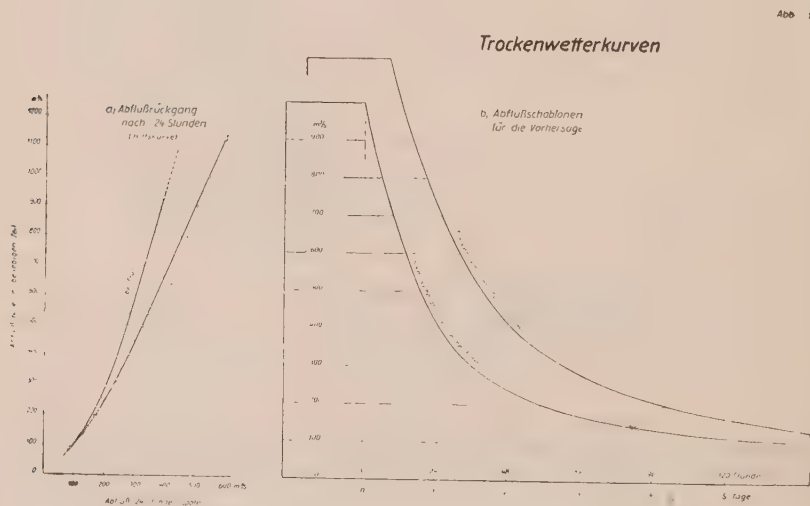


Abb. 3 — Trockenwetterkurven  
a) Abflußrückgang nach 24 Stunden (Hilfskurve)  
b) Abflußschablonen für die Vorhersage.

wetterabflußkurven für den Normalfall und bei Frost abgeleitet werden (Abb. 3b). Für die Anwendung in der Vorhersage werden die Kurven auf steifes Papier aufgetragen und als Schablonen ausgeschnitten. Zwischen den Sommer- und Winterwerten hat sich am Obermain ein nennenswerter Unterschied nicht ergeben. Auf diese Unterscheidung konnte deshalb verzichtet werden. Außerdem war eine Unterteilung der Trockenwetterabflußlinien nach der Grundwasserdarbietung besonders im unteren Teil für die Vorhersage ebenfalls nicht notwendig <sup>7)</sup>.



#### IV. DER GEMITTELTE TAGESNIEDERSCHLAG FÜR DAS GESAMTGEBIET.

Er ist erforderlich für die Vorhersageunterlagen und er berücksichtigt in Form von Verhältniszahlen die Anteile,\* mit denen die Teilgebiete am Gesamtabfluß beteiligt sind. Ermittelt wird der gemittelte Tagesniederschlag rechnerisch in einer Tabelle und die Verhältniszahlen werden aus den « Niederschlags-Abflußbeziehungen für die Teilgebiete » entnommen.

Die « Niederschlagsabflußbeziehungen für die Teilgebiete » (Abb. 4) enthalten alle Einflüsse, die an der Wasserstandsbildung im Teilgebiet beteiligt sind. Das sind nicht nur die unveränderlichen Faktoren wie Geländegröße und Form, Geländeneigung und geologische Beschaffenheit, sondern auch die veränderlichen Einflüsse

Abb. 4

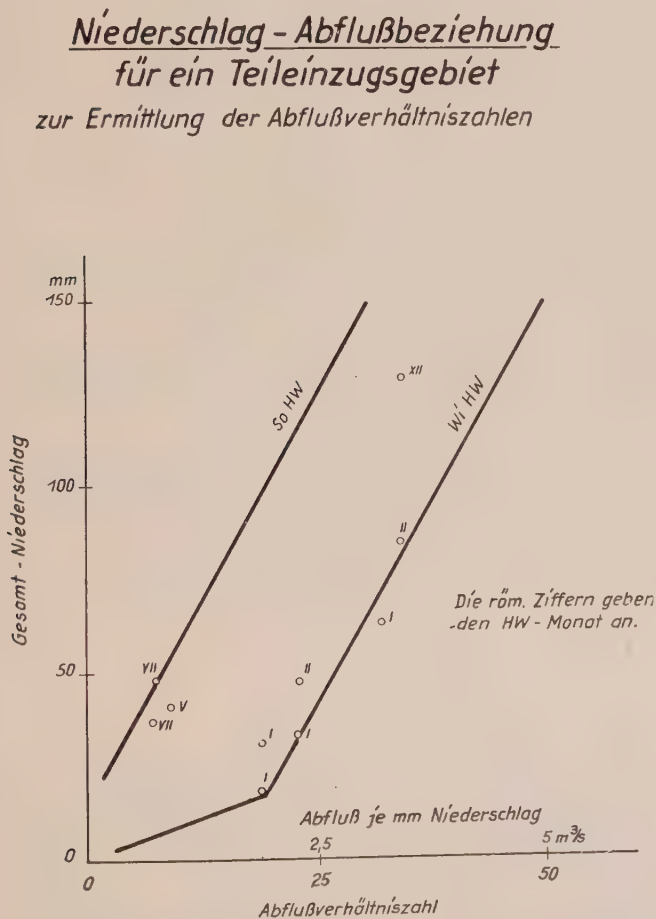


Abb. 4 — Niederschlag-Abflußbeziehung für ein Teileinzugsgebiet zur Ermittlung der Abflußverhältniszahlen.

wie Vegetation und Bodendurchfeuchtung, die gleichfalls von erheblicher Bedeutung sind <sup>26)</sup>. Im einzelnen entsteht die Niederschlagsabflußbeziehung wie folgt: Jeder Scheitel einer Hochwasserwelle liefert aus dem Gesamtniederschlag vom Regenbeginn bis einschließlich dem den Scheitel bildenden Regen einen Punkt. Als Abzisse dient dabei der sog. « Millimeter-Abfluß » des Teilgebietes, d.i. der Abfluß am Pegel des Teilgebietes, geteilt durch den vorbeschriebenen Gesamtniederschlag. Die Punkte gleichartiger Monate liegen mit Ausnahme der Frostwerte im allgemeinen ungefähr auf einer Linie. Es können deshalb jeweils mehrere Monate zu je einer Gruppe für Winterhochwasser, Sommerhochwasser und Frost zusammengefaßt werden. Außerdem laufen für ein Teilgebiet die Linien ziemlich genau parallel (s. Anlage 3). Für verschiedene Teilgebiete ist dagegen die Neigung der Linien zum Teil sehr verschieden. Aus der Neigung der Linien läßt sich die Zunahme des Abflusses bei Zunahme des Niederschlages ablesen und aus dem Abstand der Linien ergibt sich der Einfluß der Vegetation und der Bodenbeschaffenheit. Charakteristisch für die Form der Linien ist noch der Knickpunkt im unteren Teil. Unterhalb dieses Knickpunktes sind die Verluste beachtlich größer als oberhalb, und unterhalb des Knickpunktes ist auch die Streuung der Punkte stärker. Für die ersten Regen, die im Diagramm unterhalb des Knickpunktes liegen, genügt es, die Verhältniszahlen als Festwerte anzunehmen und dafür die Werte oberhalb des Knickpunktes zu verwenden. Verlaufen die Abflußlinien zweier nebeneinanderliegender Teilgebiete annähernd gleich, insbesondere hinsichtlich der Neigung, so können die beiden Teilgebiete für die Vorhersage zusammengefaßt werden. Streuen in einem Diagramm die Werte oberhalb des Knickpunktes, so bedeutet dies, daß das Teileinzugsgebiet für den Abfluß keine Einheit darstellt und noch weiter unterteilt werden muß.

Die Niederschlagshöhen sind in den verschiedenen Teilgebieten zur gleichen Zeit häufig verschieden. Es ist deshalb notwendig, für jeden Vorhersagetag den « *Mittleren Niederschlag des Gesamtgebietes* » zu bestimmen. Dies geschieht zweckmäßig rechnerisch in einer Tabelle wie folgt: Die Tagesniederschläge in den Teilgebieten (Zeile a) und die Gesamtniederschläge ab Wellenanstieg (Zeile b) sind aus Meldungen bekannt. Die Abflußwerte der Teilgebiete können aus Verhältniszahlen unter Berücksichtigung der Niederschlagshöhen aus den Niederschlagsabflußbeziehungen der Teilgebiete Abb. 4 entnommen und in Zeile c eingetragen werden. Anschließend lassen sich diese Werte so umrechnen, daß die Summe aller Anteile am Gesamtabfluß 1 ergibt (Zeile d.) Das Produkt aus Tagesniederschlag mal reduzierter Anteil am Gesamtabfluß liefert dann den gesamten Tagesgebietsniederschlag (Zeile e). Diese Rechnung ist täglich durchzuführen. Sie berücksichtigt sowohl die veränderlichen als auch die unveränderlichen für die Teilgebiete aber verschiedenartigen Faktoren. Es zeigt sich, daß für die Vorhersage weniger die absoluten Werte als vielmehr das Verhältnis der gemittelten Tageswerte zueinander von Bedeutung ist.

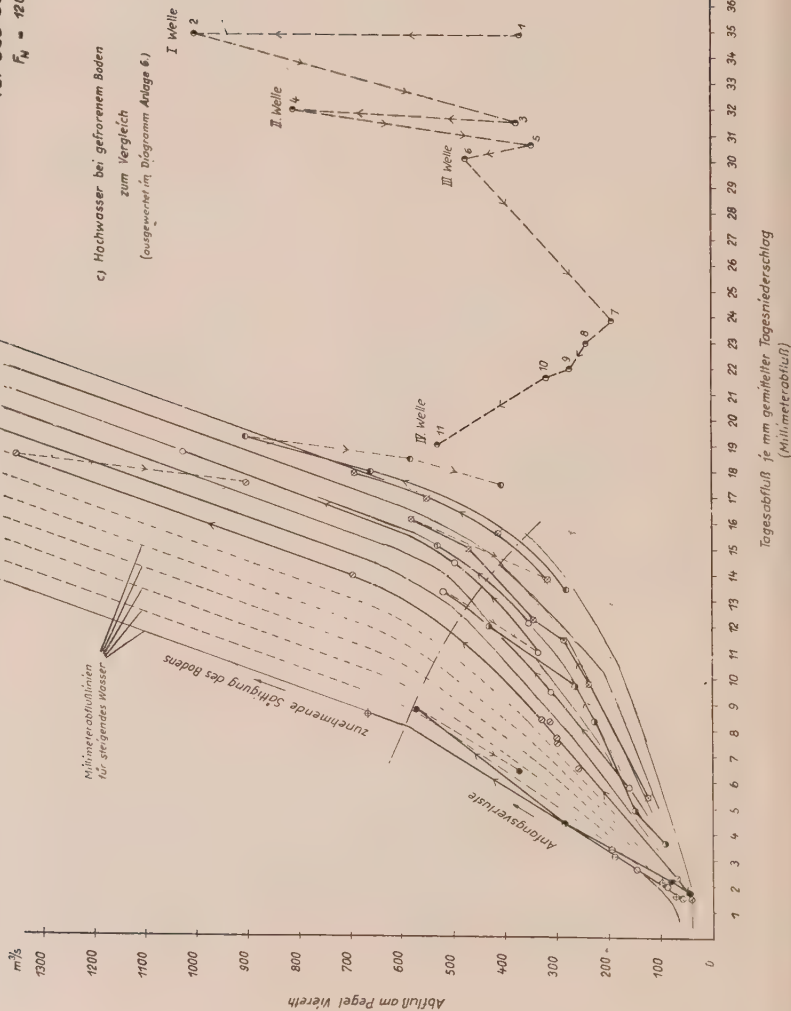
## V. DER MILLIMETER-ABFLUß FÜR DAS GESAMTGEBIET.

Der Einfluß der Faktoren, die den Abfluß bestimmen, wird für das Gesamtgebiet ähnlich wie für die Teilgebiete mit Hilfe des sog. Millimeterabflusses ausgedrückt und in der Vorhersage berücksichtigt. Der Millimeter-Abfluß ist der durch den gemittelten Tagesniederschlag geteilte Scheitelabfluß der Tageswelle, d.h. der Scheitelabfluß je Millimeter Niederschlag. Seine Größe ist nicht nur von der Höhe des gemittelten Gesamtniederschlages abhängig, sondern auch vom Monat als Ausdruck für die Vegetation, weiter von der Bodendurchfeuchtung und vom Bodenfrost. Der Millimeter-Abfluß ist somit ein Ausdruck für die Wirkung der Faktoren, die den Abfluß bestimmen.

| Vorhersage tag   Datum            |        | Bezeichnung | Spalte        | Teilgebiete u. Niederschlagsstationen |          |      |      |      |      |      |      |    |  |      |  | Summenspate | Tagesniederschlag<br>gemittelter |
|-----------------------------------|--------|-------------|---------------|---------------------------------------|----------|------|------|------|------|------|------|----|--|------|--|-------------|----------------------------------|
| Werte ermittelt aus :             |        |             |               | Obermain                              |          |      |      |      |      |      |      |    |  |      |  |             |                                  |
|                                   |        |             |               | Regnitz                               | Obermain |      |      |      |      |      |      |    |  |      |  |             |                                  |
| 1                                 | 2      | 3           | 4             | 5                                     | 6        | 7    | 8    | 9    | 10   | 11   | 12   | 13 |  |      |  |             |                                  |
|                                   | (1) mm | a           | tägl. Meldung | 20                                    | 20       | 10   | 20   | 20   | 10   | 10   | 10   | 13 |  |      |  |             |                                  |
|                                   | (2) mm | b           | Vorregen + a  |                                       |          |      |      |      |      |      |      |    |  |      |  |             |                                  |
|                                   | (3)    | c           | Anl. 3        |                                       |          |      |      |      |      |      |      |    |  |      |  |             |                                  |
|                                   | (4)    | d           | c:Σc          | 0,18                                  | 0,07     | 0,10 | 0,21 | 0,22 | 0,13 | 0,09 |      |    |  |      |  |             |                                  |
|                                   | (5) mm | e           | a.d           | 3,6                                   | 1,4      | 1,0  | 4,2  | 4,4  | 1,3  | 0,9  |      |    |  | 16,8 |  |             |                                  |
|                                   |        |             |               |                                       |          |      |      |      |      |      |      |    |  |      |  |             |                                  |
|                                   | (1) mm | a           | tägl. Meldung | 50                                    | 40       | 30   | 60   | 40   | 30   | 40   |      |    |  |      |  |             |                                  |
|                                   | (2) mm | b           | Vorregen + a  | 70                                    | 60       | 40   | 80   | 60   | 40   | 50   |      |    |  |      |  |             |                                  |
|                                   | (3)    | c           | Anl. 3        | 24                                    | 10       | 15   | 28   | 29   | 17   | 12   | 135  |    |  |      |  |             |                                  |
|                                   | (4)    | d           | c:Σc          | 0,18                                  | 0,07     | 0,11 | 0,21 | 0,21 | 0,13 | 0,09 | 1,00 |    |  |      |  |             |                                  |
|                                   | (5) mm | e           | a.d           | 9,0                                   | 2,8      | 3,3  | 12,6 | 8,4  | 3,9  | 3,6  |      |    |  | 43,6 |  |             |                                  |
|                                   |        |             |               |                                       |          |      |      |      |      |      |      |    |  |      |  |             |                                  |
| 2. Tag 1. Vorhersage tag   1. Tag |        |             |               |                                       |          |      |      |      |      |      |      |    |  |      |  |             |                                  |

# Millimeterabflußharte

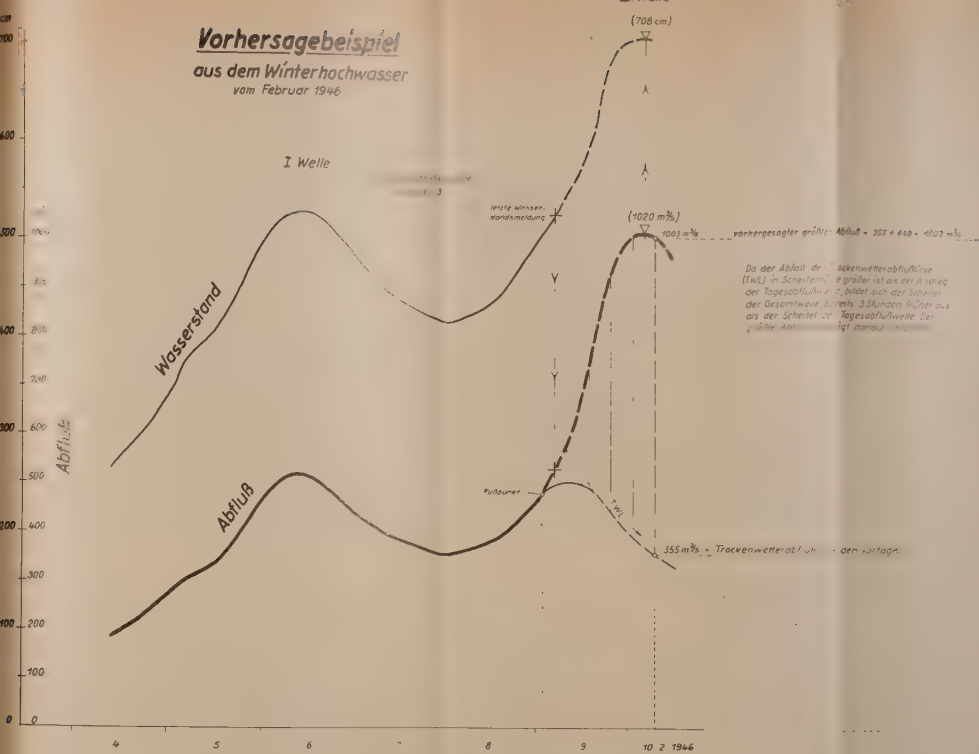
- a) Sommerhochwasser  
Juni - August
- b) Winterhochwasser  
November - April



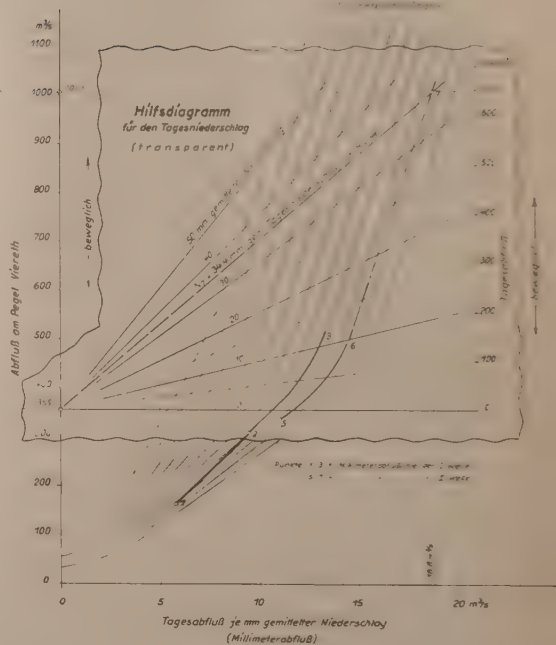
## Niederschlag - Abflußbeziehung für das Gesamtgebiet $F_N = 42.005 \text{ km}^2$

# Vorhersagebeispiel

aus dem Winterhochwasser  
vom Februar 1946

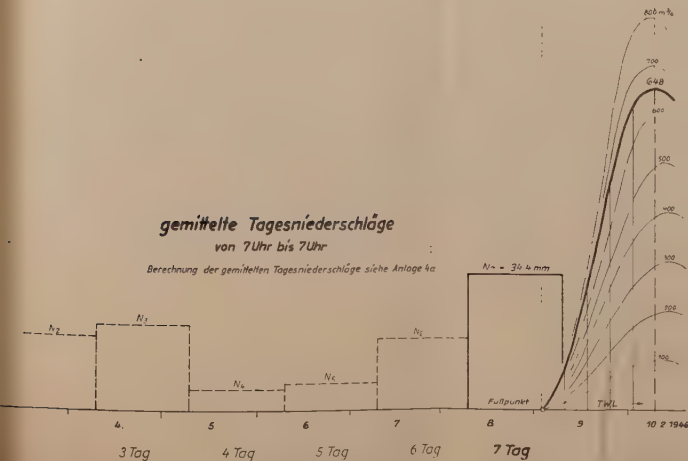


## Niederschlag - Abflussbeziehung und Hilfsdiagramm für den Tagesniederschlag



## gemittelte Tagesniederschläge von 7 Uhr bis 7 Uhr

Berechnung der gemittelten Tagesniederschläge siehe Anlage 4a



## Kurvenschar der Tagesabflüsse zur Ermittlung der Form der Tagesabflusswelle

## Durchführung der Vorhersage

1. Ermittlung der Abflussverhältniszahlen der Teilentsorgungsgebiete Anlage 3
2. Berechnung des gemittelten Tagesniederschlags nach Tabelle
3. Bestimmung des Trockenwetterabflusses aus den Vorlagen mit Hilfe der Trockenwetterabflussabklinge Abb. 3
4. Bestimmung der für das HW gültigen Millimeterabflusslinie (nur am 1. Vorhersagezeitpunkt) Abb. 5
5. Ermittlung des Scheitelwertes des Tagesabflusses aus der Niederschlag - Abflussbeziehung und dem Hilfsdiagramm für den Tagesniederschlag Abb. 6
6. Bestimmung der Form der Tagesabflusswelle mit Hilfe der Kurvenschar der Tagesabflüsse Abb. 6
7. Umwandlung der Abflüsse in Wasserstände





Gliedert man die Ganglinien eines größeren Hochwassers in tägliche Abflußwellen auf, wie dies bei der Vorhersage geschieht, und ermittelt man für den Scheitelabfluß jeder Tageswelle mit Hilfe des gemittelten Tagesniederschlags den Millimeter-Abfluß, so liegen die aufgetragenen Millimeter-Abflußwerte eines Hochwassers auf einer Linie, der « *Millimeter-Abflusslinie* ». Sie verläuft vom Nullpunkt aus zunächst auf eine kurze Strecke hin verhältnismäßig flach und anschließend nach einer Wendung deutlich steiler (Abb. 5). Weiter ist interessant, daß außer bei gefrorenem Bodem die Millimeterabflußlinien aller Hochwasser ab dem Wendepunkt nahezu parallel verlaufen. Infolge dieser Gesetzmäßigkeit kann mit der zu Anfang eines Hochwassers bestimmten und für diese Zeit gültigen Millimeter-Abflußlinie der weitere Ablauf des Hochwassers bis zu beliebiger Höhe vorhergesagt werden. Die gefundene Millimeter-Abflußlinie berücksichtigt die Wirkung aller Abflußfaktoren. Für die Durchführung der Vorhersage wurden im Diagramm der Millimeter-Abflüsse die Flächen zwischen den Abflußlinien der ausgewerteten Hochwasser durch Parallel-Linien unterteilt. Es entsteht dadurch die « *Millimeter-Abflussharfe* » (Abb. 5 und 6). Mit Hilfe dieser Millimeter-Abflußharfe kann die Scheitelhöhe des Tagesabflusses ermittelt werden. Sie liegt dort, wo der gesuchte Scheitelabfluß (= Tagesscheitel- + Trockenwetterabfluß), der Millimeter-Abfluß und der gemittelte Tagesniederschlag übereinstimmen. Dieser Punkt kann ohne ein Hilfsmittel nur durch Probieren gefunden werden. Um dieses Probieren zu umgehen, wird das in Abb. 6 dargestellte « *Hilfsdiagramm* » verwendet, das nichts anderes als die Beziehung zwischen den drei genannten Größen graphisch darstellt. Die Aufstellung des Hilfsdiagramms ist unschwer möglich, weil z.B. 40 mm gemittelter Tagesniederschlag bei 10 m<sup>3</sup>/sec Millimeter-Abfluß  $40 \times 10 = 400$  m<sup>3</sup>/sec Tagesabfluß ergeben.

## VI. DIE DURCHFÜHRUNG DER VORHERSAGE.

Es stehen für die Vorhersage folgende Unterlagen zur Verfügung :

- a) Die Niederschlagsabflußbeziehungen der Teilgebiete mit den Verhältniszahlen,
- b) die Kurvenschar der Tagesabflüsse,
- c) die Trockenwetterablaufschablonen und
- d) die Millimeter-Abflußharfe mit Hilfsdiagramm.

Mit diesen Unterlagen wird am ersten Vorhersagetag eine Vorhersage für den noch bekannten Abschnitt der Pegelganglinie aufgestellt und dabei die für das anlaufende Hochwasser maßgebende Millimeter-Abflußlinie bestimmt. Anschließend wird täglich tabellarisch der gemittelte Tagesniederschlag des Gesamtgebietes berechnet und durch Auflegen des Hilfsdiagramms auf die Millimeter-Abflußharfe der gesuchte Tagesscheitelabfluß bestimmt. Dieser liefert in Verbindung mit der Kurvenschar der Tagesabflüsse und der Schablone für den Trockenwetterablauf wiederum durch Auflegen auf die Gangliniendarstellung die gesuchte Tagesabflußwelle. Der Fußpunkt, an dem die Tagesabflußwelle ansetzt, liegt jeweils dort, wo sich die Ganglinie und die Tageswelle des Vortages trennen. Am ersten Vorhersagetag setzt die Tageswelle am tiefsten Punkt der Ganglinie an, also dort, wo der Anstieg beginnt. Im einzelnen zeigen das Vorgehen bei der Vorhersage die Abb. 6 und die praktischen Beispiele der Anlagen 4—6.

Sind die Vorhersageunterlagen einmal erstellt, so ist die Durchführung der täglichen Vorhersage recht einfach und kurz. Für Viereth ist täglich knapp eine ½ Stunde erforderlich.

## VII. SONDERFÄLLE.

Gefrorener Boden und die Abflüsse aus der Schneeschmelze stellen für die Hochwasservorhersage Sonderfälle dar. Die bisher behandelten Unterlagen reichen für diese Sonderfälle nicht aus. Es sind in beiden Fällen weitere Gesetzmäßigkeiten oder Meldungen zu berücksichtigen.

Hochwasser bei *gefrorenem Boden* bildet einen Sonderfall, weil die Abflußverluste ungewöhnlich gering sind und deshalb nahezu der gesamte Niederschlag oberflächlich zum Abfluß kommt. Die maßgebenden Millimeter-Abflußlinien als Ausdruck für die Wirkung des Bodenfrostes liegen in der Millimeter-Abflußharfe extrem rechts. Dazu kommt, daß bei Regen die Lufttemperaturen auch im Winter über  $0^{\circ}\text{C}$  liegen, der Boden deshalb noch während des Hochwassers sowohl infolge der verhältnismäßig warmen Luft als auch infolge der Erwärmung durch den Regen von der Oberfläche nach unten auftaut. Die Abflußverluste nehmen dadurch wieder stark zu und die maßgebenden Millimeter-Abflußlinien wandern in der Millimeter-Abflußharfe in wenigen Tagen von der extremen Rechtslage nach links bis in die Normallage für den Winterabfluß bei nicht gefrorenem Boden. Im einzelnen zeigt ein solches Beispiel die Darstellung des Märzhochwassers 1947 in Abb. 5, Darstellung c. Die Vorhersage kann in einem solchen Falle nicht mehr mit einer konstanten, zu Beginn des Hochwassers ermittelten Millimeter-Abflußlinie durchgeführt werden, sondern es muß mit Hilfe einer weiteren Beziehung der jeweils gültige Millimeter-Abfluß täglich neu bestimmt werden. Als weitere Beziehung kann die Lage der oberen Grenze des Frostes im Boden dienen, wenn dieses Maß aus täglichen Bodentemperaturmessungen bekannt ist. In diesem Fall läßt sich aus abgelaufenen Hochwassern eine Beziehung zwischen der oberen Grenze der Frostschrift und dem zugehörigen Millimeter-Abfluß aufstellen (Anl. 6, rechts oben). Werden Bodentemperaturmessungen nicht durchgeführt, so stellt einen brauchbaren Behelf die Summe der täglichen mittleren Lufttemperaturen dar, weil sie ein Ausdruck für die auf den Boden einwirkende Wärmekapazität ist. Letztere Beziehung ist in Anlage 6 rechts unten dargestellt. Die Werte aus dem Hochwasser vom März 1947 streuen in beiden Fällen verhältnismäßig wenig.

Im Winter fallen die Niederschläge häufig als *Schnee*, der zunächst nicht abfließt und später einen zusätzlichen Abfluß liefert. In der Vorhersage müssen beide Fälle das Nichtabfließen und der zusätzliche Abfluß berücksichtigt werden. Der erste Fall, bereitet insofern Schwierigkeiten, als der Wassergehalt des Schnees zwar als Niederschlag mit dem Vermerk Schnee gemeldet wird, es aber nicht bekannt ist, bis zu welcher Höhenlage er abtaut und ab welcher Höhe er liegen bleibt. Da für den Tauprozess Lufttemperaturen über  $0^{\circ}\text{C}$  erforderlich sind und zwischen der gemeldeten Lufttemperatur einer Station und den Lufttemperaturen der höher oder tiefer gelegenen Gebiete eine Gesetzmäßigkeit besteht, kann mit Hilfe der « Beziehung zwischen der Höhenlage und den mittleren Tageslufttemperaturen » beurteilt werden, in welchen Gebieten der Schnee abtaut und auf welchen Flächen er liegen bleibt. Für das Obermain- und Regnitzgebiet zeigt Abb. 7 eine solche Beziehung. — Im zweiten Fall bei Abfluß aus der Schneeschmelze, besteht für die Vorhersage zunächst eine Schwierigkeit deshalb, weil der Abschmelzvorgang auf den verschiedenen Flächen recht verschieden intensiv ist. Er hängt von der Geländeneigung, der Himmelsrichtung, zu der hin die Fläche geneigt ist, und von der Sonneneinstrahlung ab. Die tägliche Bestimmung des Wassergehaltes der Schneedecke an einigen Stationen reicht nicht aus und liefert nicht den erforderlichen Mittelwert. Zu besseren Ergebnissen kommt man, wenn man in kleinen Rinnsalen und Bächen sog. « Zeigerpegel » aufstellt, beobachtet und für die Vorhersage eicht. Diese Methode hat den Vorteil, daß man nahezu ohne Verlust an Vorhersagezeit von größeren Gebieten Mittelwerte

## Beziehung zwischen Höhenlage und Lufttemperatur

Abb. 7

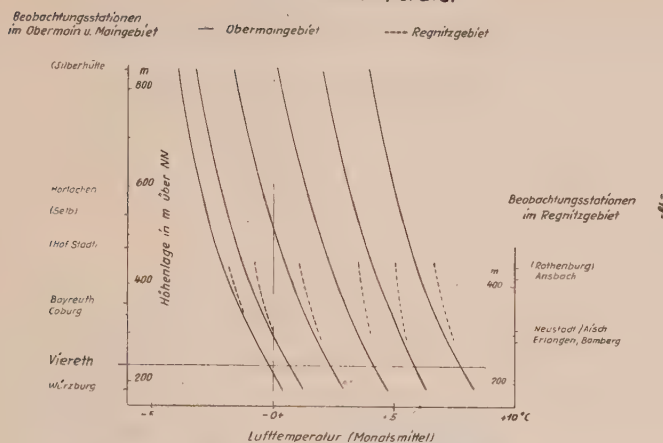


Abb. 7 — Beziehung zwischen Höhenlage und Lufttemperatur für das Obermain- und Regnitzgebiet.

erhält. Macht der Aufbau eines Netzes von Zeigerpegeln samt zugehöriger Meldeorganisation Schwierigkeiten, so können als Behelf auch « Tagesschneesmelzkurven in Abhängigkeit von der Lufttemperatur » verwendet werden. Der Schmelzwasserabfluß ist vom Tagesmittel der Lufttemperaturen und von der Dauer des Schmelzvorganges abhängig. Die Auswertung reiner Schneesmelzhochwasser am Obermain samt Regnitz hat die in Abb. 8 dargestellte Beziehung ergeben. Sie hat sich für die Vorhersage bei Schneeschmelze als recht wertvoll erwiesen. Um jedoch hinsichtlich der Vorhersage bei Schnee keinen falschen Eindruck entstehen zu lassen, sei abschließend erwähnt, daß trotz der beschriebenen Ergänzungen bei Schnee in der Vorhersage immer noch Fehlbeurteilungen vorkommen.

### VIII. SCHLUSSBETRACHTUNG.

Der Untersuchung sind als Anlagen die Vorhersageunterlagen für den Obermain (Anlagen 1 — 3) und je ein Vorhersagebeispiel für ein normales Winterhochwasser (Anlagen 4 a und b), ein Sommerhochwasser (Anlagen 5 a und b) und ein Winterhochwasser bei gefrorenem Boden (Anlage 6) beigelegt. Aus diesen Anlagen ist im einzelnen die Durchführung der Vorhersage aus Niederschlägen zu ersehen. \*)

Verbessern lassen sich die Vorhersageergebnisse am Obermain noch durch die Einführung von 12 Stunden-Niederschlagswerten anstelle der 24 Stundenwerte, da die gemeldeten Tagesniederschläge häufig in einer wesentlich kürzeren Zeit als 24 Stunden fallen und dadurch zwangsläufig Ungenauigkeiten in der Vorhersage entstehen. Die Umstellung wird z.Zt. durchgeführt und zwar derart, daß die 12

(\*) Die Erstellung der Vorhersageunterlagen wurde sehr erleichtert durch die eingehende gewässerkundliche Untersuchung des Regnitzgebietes von Dr. van Rinsum <sup>(8)</sup>.

## Tages - Schneeschmelzkurven in Abhängigkeit von der Lufttemperatur

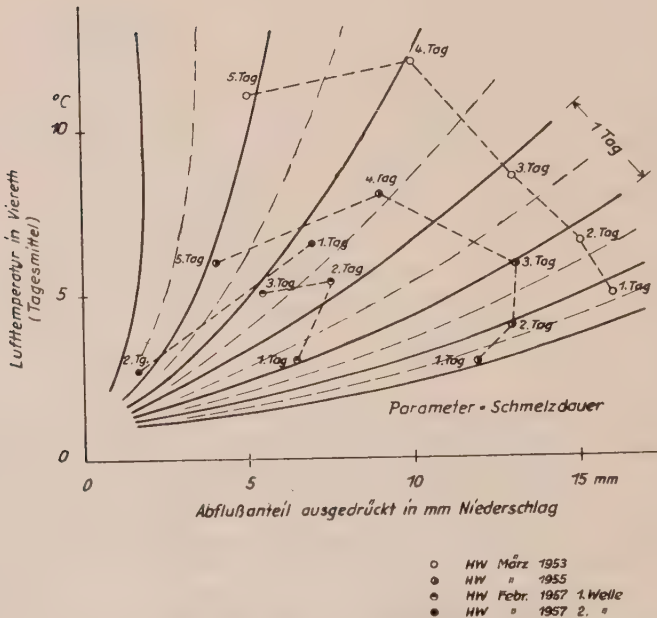


Abb. 8 -- Tagesschneeschmelzkurven in Abhängigkeit von der Lufttemperatur.

Stundenwerte nur alle 24 Stunden gemeldet werden. Auf einen weiteren Ausbau des Verfahrens, der unschwer möglich wäre, wurde bisher verzichtet, um die tägliche Vorhersagezeit von  $\frac{1}{2}$  Stunde nicht zu verlängern.

Die Zeit, für die mit dem beschriebenen Niederschlagsverfahren die Wasserstände vorhergesagt werden können, beträgt für Viereth etwa 30 Stunden bei annähernd gleichmäßiger Überregnung des Gesamtgebietes, rd. 20 Stunden bei stärkerer Überregnung des Maingebietes und rd. 40 Stunden bei stärkerer Überregnung des Regnitzgebietes. Bei der früher üblichen Vorhersagemethode aus Wasserständen betrug im Vergleich dazu die Vorhersagezeit für Viereth nur 3 bis 5 Stunden. Die Einführung der Niederschläge in die Vorhersage hat somit einen Zeitgewinn von 17 bis 35 Stunden gebracht. Dabei ist der Obermain ohne Zweifel ein verhältnismäßig schwieriges Vorhersagebeispiel, weil das Niederschlagsgebiet aus den beiden Teilen Obermain und Regnitz besteht, die hinsichtlich Laufzeit, Höhenlage, Untergrund, Bewuchs und Temperaturverhältnisse recht unterschiedlich und vielgestaltig sind.

Das Verfahren wurde für eine Fläche von 12 000 qkm aufgebaut. Prüft man, ob das Verfahren auch für wesentlich kleinere oder größere Gebiete anwendbar ist,



so ergibt sich folgendes : bei beachtlich kleineren Gebieten wird eine Grenze erreicht, bei der auch bei Vorhersage aus Niederschlägen die gewonnenen Vorhersagezeiten für die praktische Anwendung zu klein sind. Dieser Nachteil kann jedoch nicht dem Verfahren zur Last gelegt werden, weil die Ursache in den natürlichen Gegebenheiten liegt. In solchen Fällen könnte die Vorhersagezeit nur durch Vorschalten einer Vorhersage der Niederschläge verlängert werden. Ist umgekehrt das Einzugsgebiet wesentlich größer als am Obermain, so bestehen wohl keine Bedenken, das beschriebene Verfahren auch dafür anzuwenden. Vielleicht kommen aber wesentlich größere Gebiete in der Praxis nicht in Frage, weil in jedem Flußgebiet der Gewinn an Vorhersagezeit aus den Niederschlägen nur jeweils für den Oberlauf erforderlich ist.

## LITERATURVERZEICHNIS

- (1) v. THEIN : Ergebnisse der Untersuchungen der Hochwasserverhältnisse im deutschen Rheingebiet. VI. Heft, *Das Maingebiet*. Berlin 1901.
- (2) SPECHT, A. : Das Pegnitzgebiet in Bezug auf seine Wasserhaushalt. München 1912.
- (3) BEURLE Wassermengenprognose für ein Kraftwerk, *Schweiz. Elektrotechnischer Verein*. Bulletin Nr. 10, Oktober 1926.
- (4) LINSLEY, R. K. Jr. : River Forecasting Methods U. S. Department of Commerce Weather Bureau Nov. 1942.
- (5) SCHWARZMANN, H. : Hydrologisch bemerkenswerte Erfahrungen über katastrophale Unwetterhochwässer in Deutschland. *Wasserwirtschaft*, 43. Jg. Heft 3.
- (6) FRIEDRICH, W. : Periodische und unperiodische Schwankungen des Abflusses. *Wasserwirtschaft*, Sonderheft 1950.
- (7) NATERMANN, E. : Die Linie des langfristigen Grundwassers (AuL) und die Trockenwetterabflußlinie (TWL). *Wasserwirtschaft*, Sonderheft 1950.
- (8) VAN RINSUM, A. : Niederschlag und Abfluß im Regnitzgebiet beim Starkregen vom 27. bis 30. Juli 1941. Festschrift zum 50 jährigen Bestehen der bayer. Landesstelle für Gewässerkunde München 1950, S. 71-102.
- (9) WALLNER, J. : Amerikanische Methoden der Wasserstandsvorhersage. *Wasserwirtschaft*, Sonderheft 1950.
- (10) FRIEDRICH, W. : Hydrographie. Berlin, Springer Verlag, 1952.
- (11) SCHNELL, K. : Versuch einer Hochwasservoraussage aus Niederschlägen. 50 Jahre Gewässerkunde des Landes Nordrhein-Westfalen. Düsseldorf 1952, S.29-37.
- (12) WUNDT, W. : Streuung bei Abflußmittelwerten. *Wasserwirtschaft*, Heft 10, Juli 1952.
- (13) Zentralamt für Wetterdienst : Klima-Atlas für Bayern. Bad-Kissingen 1952.
- (14) ESCHWEILER, W. : Hochwasservorhersage am Rhein. XVIII Internationaler Schifffahrtskongreß in Rom 1953.
- (15) WEMELSFELDER, M. P. I. : Tägliche Wasserstandsvorhersage am Rhein XVIII. Internationaler Schifffahrtskongreß 1953.
- (16) WUNDT, W. : Gewässerkunde. Springer Verlag Berlin/Göttingen/Heidelberg 1953.
- (17) KERN H. und VÖLK J. : Das Hochwasser im Bayer. Donaugebiet im Juli 1954. Besondere Mitteilungen zum Deutschen Gewässerkundl. Jahrbuch Nr. 14.
- (18) KERN, H. : Niederschlags-, Verdunstungs- und Abflußkarten von Bayern. München 1954.
- (19) PARDE, M. : Beziehung zwischen Niederschlag und Abfluß bei großen Sommerhochwassern. Geographisches Institut, Bonn 1954.
- (20) WALSER, E. : Die Niederschlag- und Abflußverhältnisse im Einzugsgebiet des Rheins oberhalb Basel. Sonderdruck aus « *Wasser- und Energiewirtschaft* », Nr. 5-7, Zürich 1954.
- (21) WALSER, E. : Beitrag zur Theorie der Hochwasser Mitteilungen des Eidg. Amtes für Wasserwirtschaft. Zürich 1954.
- (22) Bayer. Landesstelle für Gewässerkunde München : Gewässerkundliches Jahrbuch, 1946, 1947, 1948, 1949, 1950, 1951, 1952, 1953, 1954 und 1955.
- (23) REINHOLD, F. : Zur Ermittlung von Abflußmengen aus Niederschlagsbeobachtungen. *Wasserwirtschaft* 49. Jahrgang Nr. 5 vom Februar 1955.
- (24) SPERLING, W. : Zusammenhänge zwischen Niederschlag, Abfluß, Verdunstung und Schwankungen des Wasservorrats im oberen Emsgebiet. Sonderdruck aus « *Das Gas- und Wasserfach* », 96. Jahrgang. 1955 Heft 6/12.
- (25) Zentralamt für Wetterdienst Bad-Kissingen : Meteorologisches Jahrbuch, 1946, 1947, 1948, 1949, 1950, 1951, 1952, 1953.
- (26) WALLNER, J. : Hochwasserabfluß und 100 Jahre wasserbauliche Maßnahmen. Besondere Mitteilungen z. dt. gewässerkundlichen Jahrbuch Nr. 20. Koblenz 1957.

Nachfolgende Abhandlungen standen nicht im Original sondern nur auszugsweise zur Verfügung :

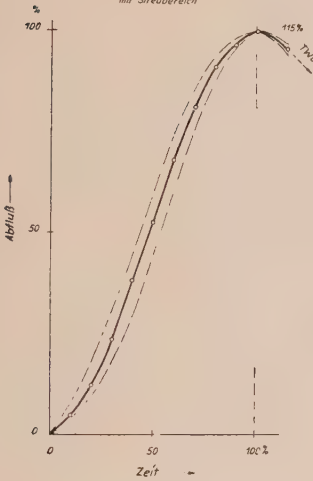
- (<sup>27</sup>) SHERMAN, L. K. : Stream Flow From Rainfall by the Unit-Graph Method. *Eng'g. News Record*, vol. 108, pp. 501-505, 1932.
- (<sup>28</sup>) BERNARD, M. : An Approach to Determinate Streamflow, *Transactions American Society Civil Engineers*, vol. 100, 1953, pp. 347-395.
- (<sup>29</sup>) HORNER, W. W. and FLYNT, F. L. : Relation between Rainfall and Runoff from Small Urban Areas. *Transactions American Society Civil Engineers*, vol. 101, 1936, pp. 140-206.
- (<sup>30</sup>) SNYDER, F. F. : Synthetic Unit Graphs. *Transactions of the American Geophysical Union*. 1938, Part I, pp. 447-454.
- (<sup>31</sup>) BARNES, B. S. : Structure of the Discharge Recessions Curves. *Transactions of the American Geophysical Union* 1939, Part. IV.
- (<sup>32</sup>) BRATER, E. F. : The Unit Hydrograph Principle as Applied to Small Watersheds. *Transactions American Society Civil Engineers*, vol. 66, 1940 pp. 1954-1192.
- (<sup>33</sup>) SNYDER, F. F. : Predicting Headwater Stages Directly From Rainfall. *Transactions of the American Geophysical Union* 1940.
- (<sup>34</sup>) WILSON, W. T. : An Outline of the Thermodynamics of Snow Melt. *Transactions of the American Geophysical Union* 1941, Part III pp. 182-195.
- (<sup>35</sup>) SHERMAN, L. K. : The Unit Hydrograph and Its Application. *Bull. Assoc. State Eng'g. Societies*, April 1941.
- (<sup>36</sup>) LINSLEY, P. K. Jr. and ACKERMANN, W. C. : A method of Predicting the Runoff from Rainfall. *Proceedings American Society of Civil Engineers*, June 1941.
- (<sup>37</sup>) COMONS, C. G. : Flood Hydrographs. *Civil Engineering*, 1942, pp. 571-572.

## Dimensionslose Einheitskurven für die 3 charakteristischen Überregnungsformen

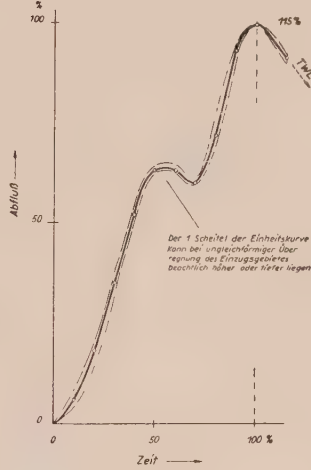
- a) für stärkere Überregnung  
des Obermaingebietes  
b) für gleichmäßige Überregnung  
des gesamten Einzugsgebietes

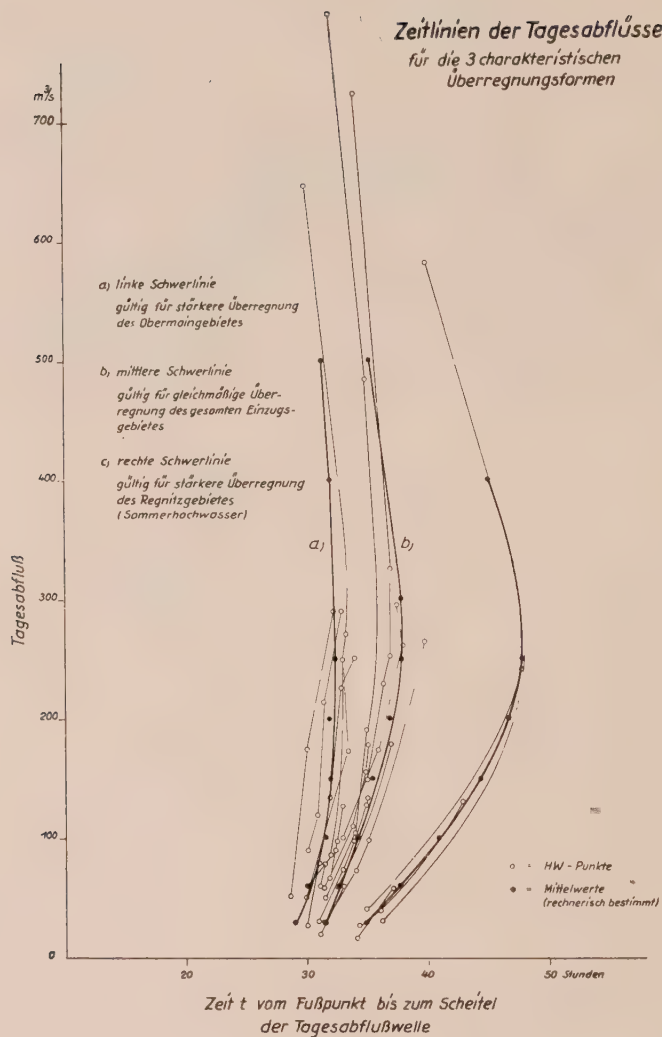
- c) für stärkere Überregnung  
des Regnitzgebietes  
(Sommerhochwasser)

Mittelwertskurve aus 13 HW-Wellen  
mit Streubereich



Mittelwertskurve aus 3 HW-Wellen  
mit Streubereich

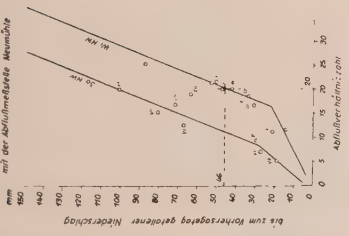




Niederschlagsstationen

**Weißenburg - Ansbach**

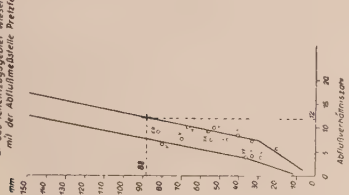
für das Teileinzugsgebiet Ebnitz  
mit der Abflußmeßstelle Meumühle



Niederschlagsstationen

**Bayreuth - Bamberg**

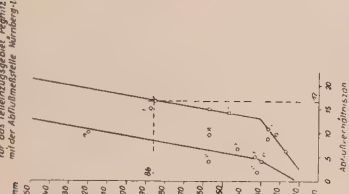
für das Teileinzugsgebiet Pegnitz  
mit der Abflußmeßstelle Bretfeld



Niederschlagsstationen

**Mosensberg - Fürth**

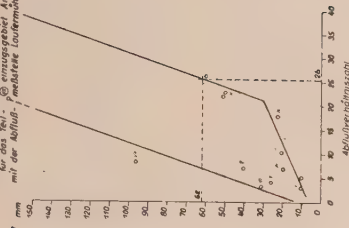
für das Teileinzugsgebiet Pegnitz  
mit der Abflußmeßstelle Würzburg-Lehrsteg



Niederschlagsstationen

**Neustadt - (Kallenberg) - Ebrach**

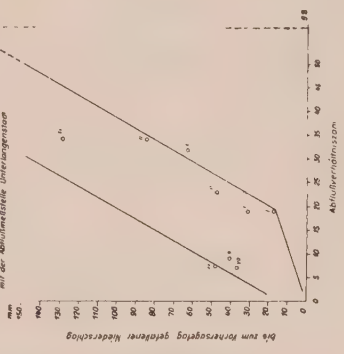
für das Teileinzugsgebiet Aisch  
mit der Abflußmeßstelle Leinmühle



Niederschlagsstationen

**Nordthalben**

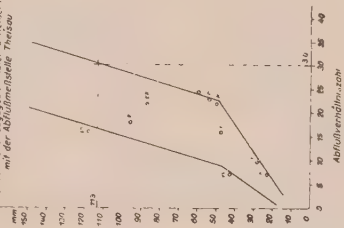
für das Teileinzugsgebiet Pegnitz  
mit der Abflußmeßstelle Untermengsgraben



Niederschlagsstationen

**Wunsiedel - Bayreuth**

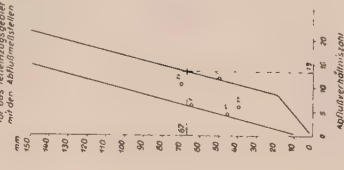
für das Teileinzugsgebiet Pegnitz u. Weiher-Mann  
mit der Abflußmeßstelle Theresau



Niederschlagsstationen

**Coburg**

für das Teileinzugsgebiet Th. Baumg.  
mit den Abflußmeßstellen Ebnitz-Lehrsteg



# **Abflußverhältniszahlen für die einzelnen Teileinzugsgebiete**

Abflußverhältniszahlen nach dem Pegnitz-Regel  
für das Teileinzugsgebiet des Pegnitz-Regel

Anlage 3 — Abflußverhältniszahlen für die einzelnen Teileinzugsgebiete.



## BESTIMMUNG DES GEMITTELTEN TAGESNIEDERSCHLAGS

Anlage 4a.

Vorhersagepegel Viereth Hochwasser vom: Februar 1946

| Vorhersage-tag   Datum |  | Bezeichnung           |  | Spalte  |  | Teilgebiete u. Niederschlagsstationen |  |  |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Tagesabschlag<br>aus den Vortagen |  | Tagesabschlag<br>aus den Vortagen |  | Tagesabschlag<br>aus den Vortagen |  | Tagesabschlag<br>aus den Vortagen |  |                                     |  |  |  |
|------------------------|--|-----------------------|--|---|--|---------------------------------------|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--------------|--|-----------------------------------|--|-----------------------------------|--|-----------------------------------|--|-----------------------------------|--|-------------------------------------|--|--|--|
|                        |  | Werte ermittelt aus : |  | Weissenburg<br>Ansbach<br>Bayreuth<br>Bamberg<br>Mosenberg<br>Fürth<br>Neustadt.<br>Ebrach<br>(Rothenburg)<br>Nordthalben<br>Wunsiedel<br>Bayreuth<br>Coburg  |  |                                       |  |  |  |  |  |  |  |  |  | Summenspalte |  | Tagesniederschlag<br>gemittelter  |  | Tagesabschlag                     |  | Millimeterabschlag                |  | Trockenweitereabschlag            |  | Tagesabschlag bzw.<br>HW-Vorhersage |  |  |  |
|                        |  |                       |  | Regnitz   |  |                                       |  |  |  |  |  |  |  |  |  | Obermain     |  |                                   |  |                                   |  |                                   |  |                                   |  |                                     |  |  |  |
|                        |  |                       |  | Rednitz Wiesent Pegnitz Aisch Rodach W + R Itz<br>Main  |  |                                       |  |  |  |  |  |  |  |  |  |              |  |                                   |  |                                   |  |                                   |  |                                   |  |                                     |  |  |  |
|                        |  |                       |  | 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18  |  |                                       |  |  |  |  |  |  |  |  |  |              |  |                                   |  |                                   |  |                                   |  |                                   |  |                                     |  |  |  |
|                        |  |                       |  | 5* 6* 4* 10*  |  |                                       |  |  |  |  |  |  |  |  |  |              |  |                                   |  |                                   |  |                                   |  |                                   |  |                                     |  |  |  |
|                        |  |                       |  | 2 3 3 5 8 5 |  |                                       |  |  |  |  |  |  |  |  |  |              |  |                                   |  |                                   |  |                                   |  |                                   |  |                                     |  |  |  |

(1) gemessener Tagesniederschlag

(2) bis jetzt gefallener Niederschlag

(3) Abflußwert d. Teilg. als Verhältniszahlen

(4) Anteil

(5) Niederschlagsanteil

\* Schneeschmelzwasser in mm Niederschlag

Soweit Niederschlagswerte einzelner Stationen nicht vorhanden waren, wurden die Beobachtungen der Nachbarstationen verwendet.

| Vorhersage-tag , Datum | Bezeichnung | Spalte | Werte ermittelt aus :                 |         |          |         |           |               |                                     |           |           |        |              |    |    |    |    | Tagesniederschlag<br>gemittelter<br>mm   | Tagesabfluß<br>m <sup>3</sup> /s | Millimeterabfluß<br>m <sup>3</sup> /s | Trockenweiterabfluß<br>aus den Vortagen<br>m <sup>3</sup> /s | Tagessschneiteil bzw.<br>HW-Vorhersage<br>m <sup>3</sup> /s |  |  |  |  |  |
|------------------------|-------------|--------|---------------------------------------|---------|----------|---------|-----------|---------------|-------------------------------------|-----------|-----------|--------|--------------|----|----|----|----|--|----------------------------------|---------------------------------------|--|---|--|--|--|--|--|
|                        |             |        | Teilgebiete u. Niederschlagsstationen |         |          |         |           |               |                                     |           |           |        |              |    |    |    |    |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
|                        |             |        | Weißenburg                            | Ansbach | Bayreuth | Bamberg | Mosenberg | Fürth         | Neustadt,<br>Ebrach<br>(Rothenburg) | Nordalben | Wunsiedel | Coburg | Summenspalte |    |    |    |    |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
|                        |             |        | Redritz                               | Wiesent | Pegnitz  | Aisch   | Rodach    | W + R<br>Main | ltz                                 |           |           |        |              |    |    |    |    |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
|                        |             |        |                                       |         |          |         |           |               |                                     |           |           |        |              |    |    |    |    | Obermain   |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
|                        |             |        |                                       |         |          |         |           |               |                                     |           |           |        |              |    |    |    |    | Regnitz  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
| 1                      | 2           | 3      | 4                                     | 5       | 6        | 7       | 8         | 9             | 10                                  | 11        | 12        | 13     | 14           | 15 | 16 | 17 | 18 |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
| 3.Tag 5.2.46           | (1) mm      | a      | tägl. Meldung                         | 14      | 15       | 29      | 17        | 27            | 16                                  | 17        |           |        |              |    |    |    |    |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
|                        | (2) mm      | b      | Vorregen + a                          | 23      | 31       | 47      | 27        | 86            | 41                                  | 24        |           |        |              |    |    |    |    |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
|                        | (3)         | c      | Anl.:3                                | 16      | 7        | 14      | 19        | 35            | 17                                  | 9         | 117       |        |              |    |    |    |    |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
|                        | (4)         | d      | c:Σc                                  | 0,14    | 0,06     | 0,12    | 0,16      | 0,30          | 0,14                                | 0,08      | 1,00      |        |              |    |    |    |    |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
|                        | (5) mm      | e      | a.d                                   | 2,0     | 0,9      | 3,5     | 2,7       | 8,1           | 2,2                                 | 1,4       |           |        |              |    |    |    |    |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
| 3.Tag 5.2.46           | (1) mm      | a      | tägl. Meldung                         | 4       | 5        | 5       | 4         | (2)+          | 5                                   | 3         |           |        |              |    |    |    |    |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
|                        | (2) mm      | b      | Vorregen + a                          | 27      | 36       | 52      | 31        | 88            | 46                                  | 27        |           |        |              |    |    |    |    |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
|                        | (3)         | c      | Anl.:3                                | 17      | 8        | 14      | 20        | 36            | 20                                  | 9         | 124       |        |              |    |    |    |    |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
|                        | (4)         | d      | c:Σc                                  | 0,14    | 0,07     | 0,11    | 0,16      | 0,29          | 0,16                                | 0,07      | 1,00      |        |              |    |    |    |    |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
|                        | (5) mm      | e      | a.d                                   | 0,6     | 0,4      | 0,6     | 0,6       | (0,6)         | 0,8                                 | 0,2       |           |        |              |    |    |    |    |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
| 4.Tag 6.2.46           | (1) mm      | a      | tägl. Meldung                         | 7       | 9        | 8       | 7         | 4             | 8                                   | 10        |           |        |              |    |    |    |    |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
|                        | (2) mm      | b      | Vorregen + a                          | 34      | 45       | 60      | 38        | 92            | 54                                  | 37        |           |        |              |    |    |    |    |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
|                        | (3)         | c      | Anl.:3                                | 18      | 9        | 15      | 22        | 37            | 23                                  | 10        | 134       |        |              |    |    |    |    |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
|                        | (4)         | d      | c:Σc                                  | 0,13    | 0,07     | 0,11    | 0,16      | 0,28          | 0,17                                | 0,08      | 1,00      |        |              |    |    |    |    |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
|                        | (5) mm      | e      | a.d                                   | 0,9     | 0,6      | 0,9     | 1,1       | 1,1           | 1,4                                 | 0,8       |           |        |              |    |    |    |    |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
| 5.Tag 7.2.46           | (1) mm      | a      | tägl. Meldung                         | 7       | 9        | 8       | 7         | 4             | 8                                   | 10        |           |        |              |    |    |    |    |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
|                        | (2) mm      | b      | Vorregen + a                          | 34      | 45       | 60      | 38        | 92            | 54                                  | 37        |           |        |              |    |    |    |    |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
|                        | (3)         | c      | Anl.:3                                | 18      | 9        | 15      | 22        | 37            | 23                                  | 10        | 134       |        |              |    |    |    |    |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
|                        | (4)         | d      | c:Σc                                  | 0,13    | 0,07     | 0,11    | 0,16      | 0,28          | 0,17                                | 0,08      | 1,00      |        |              |    |    |    |    |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
|                        | (5) mm      | e      | a.d                                   | 0,9     | 0,6      | 0,9     | 1,1       | 1,1           | 1,4                                 | 0,8       |           |        |              |    |    |    |    |  |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
|                        |             |        |                                       |         |          |         |           |               |                                     |           |           |        |              |    |    |    |    | 6,8  | 75                               | 11,0                                  | 260  | 335   |  |  |  |  |  |
|                        |             |        |                                       |         |          |         |           |               |                                     |           |           |        |              |    |    |    |    | 20,8   | 280                              | 13,5                                  | 237  | 517   |  |  |  |  |  |
|                        |             |        |                                       |         |          |         |           |               |                                     |           |           |        |              |    |    |    |    | + Im Rodachgebiet fielen etwa 7mm Regen mit Schnee vermischt, die nur zum Teil zum Abfluß kamen. |                                  |                                       |  |   |  |  |  |  |  |
|                        |             |        |                                       |         |          |         |           |               |                                     |           |           |        |              |    |    |    |    | (3,8)  | 35                               | 365                                   | 400  |   |  |  |  |  |  |

## BESTIMMUNG DES GEMITTELTEN TAGESNIEDERSCHLAGS

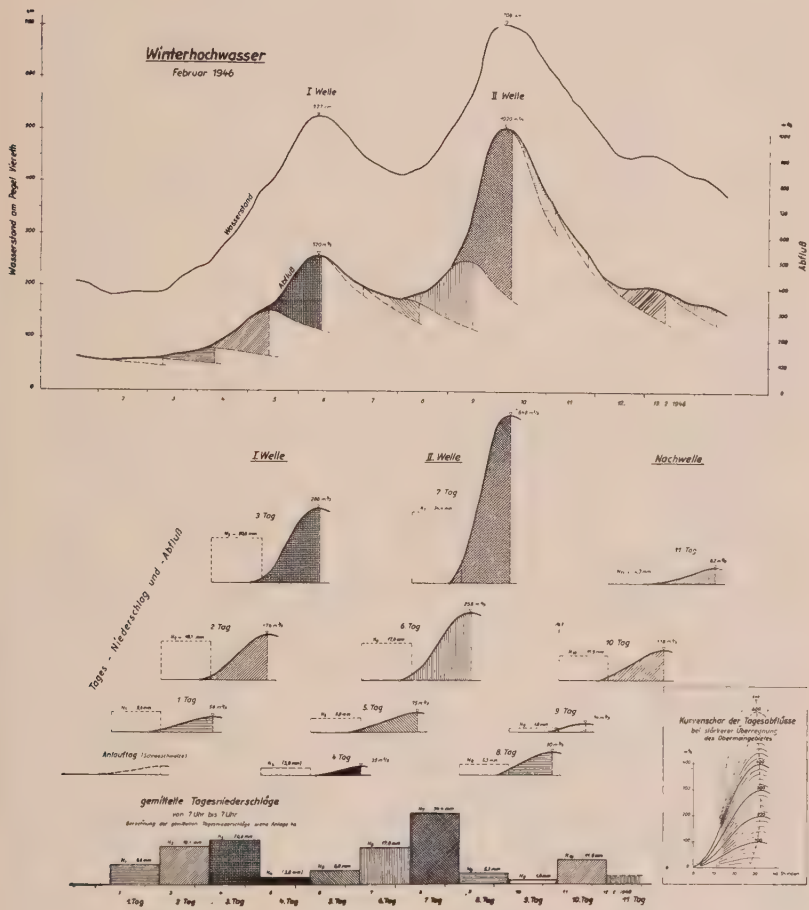
Anlage 4a

Vorhersagepegel Viereth Hochwasser vom: Februar 1946

2. Fortsetzung

| Vorhersagetag   Datum |   | Bezeichnung |   | Spalte |   | Werte ermittelt aus : |   |   |    |    |    |    |    |    |    | Teilgebiete u. Niederschlagsstationen |    |        |  |           |  |           |  |        |  | Summenspalte |  | Tagesniederschlag |  | Tagesabfluß |  | Millimeterabfluß |  | Trockenweiterabfluß aus den Vortagen |  | Tagessechtheit bzw. HW-Vorhersage |  |         |  |                 |  |         |  |       |  |        |  |       |  |     |  |      |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |    |  |
|-----------------------|---|-------------|---|--------|---|-----------------------|---|---|----|----|----|----|----|----|----|---------------------------------------|----|--------|--|-----------|--|-----------|--|--------|--|--------------|--|-------------------|--|-------------|--|------------------|--|--------------------------------------|--|-----------------------------------|--|---------|--|-----------------|--|---------|--|-------|--|--------|--|-------|--|-----|--|------|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|----|--|
| 1                     | 2 | 3           | 4 | 5      | 6 | 7                     | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17                                    | 18 | Coburg |  | Wunsiedel |  | Nordalben |  | Ebrach |  | Neustadt,    |  | Fürth             |  | Mosenberg   |  | Bayreuth         |  | Bamberg                              |  | Weißenburg                        |  | Ansbach |  | Rednitz Wiesent |  | Pegnitz |  | Aisch |  | Rodach |  | W + R |  | Itz |  | Main |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |    |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    |        |  |           |  |           |  |        |  |              |  |                   |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                   |  |         |  |                 |  |         |  |       |  |        |  |       |  |     |  |      |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  | </ |  |

## Anlage 4 b — Vorhersage für das Winterhochwasser Februar 1946.



## BESTIMMUNG DES GEMITTELTEN TAGESNIEDERSCHLAGS

Anlage 5a

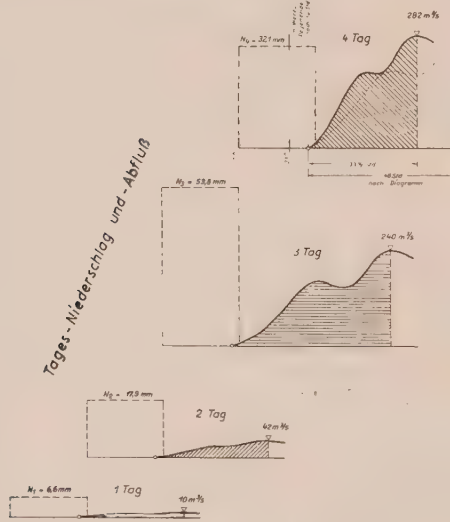
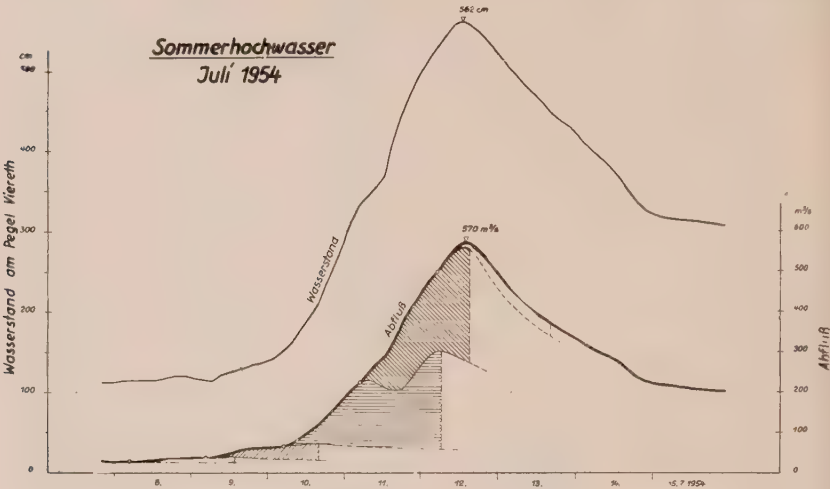
Vorhersagepegel Viereth Hochwasser vom: Juli 1954

| Vorhersagetag   Datum |   | Bezeichnung |   | Spalte |   | Werte ermittelt aus : |   |   |    |    |    |    |    |    |    | Teilgebiete u. Niederschlagsstationen |    |         |  |  |  |  |  |  |  | Summenspalte |  | gemittelter Tagesniederschlag |  | Tagesabfluß |  | Millimeterabfluß |  | Trockenweiterabfluß aus den Vortagen |  | Tagesseheitel bzw. HW-Vorhersage |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|-----------------------|---|-------------|---|--------|---|-----------------------|---|---|----|----|----|----|----|----|----|---------------------------------------|----|---------|--|--|--|--|--|--|--|--------------|--|-------------------------------|--|-------------|--|------------------|--|--------------------------------------|--|----------------------------------|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    |         |  |  |  |  |  |  |  |              |  |                               |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
| 1                     | 2 | 3           | 4 | 5      | 6 | 7                     | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17                                    | 18 |         |  |  |  |  |  |  |  |              |  |                               |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    | Regnitz |  |  |  |  |  |  |  |              |  | Obermain                      |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |
|                       |   |             |   |        |   |                       |   |   |    |    |    |    |    |    |    |                                       |    |         |  |  |  |  |  |  |  |              |  |                               |  |             |  |                  |  |                                      |  |                                  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |  |



|          | (1) gemessener Tagesniederschlag | (2) bis jetzt gefallener Niederschlag | (3) Abflußwerte d. Teilg. als Verhältniszahlen | (4) Anteil am Tagesabfluß | (5) Niederschlagsanteil |
|----------|----------------------------------|---------------------------------------|--|---------------------------|-------------------------|
| 1. Tag   | 10                               | 10                                    | 10   | 10                        | 10                      |
| 2. Tag   | 10                               | 20                                    | 20   | 20                        | 20                      |
| 3. Tag   | 10                               | 30                                    | 30   | 30                        | 30                      |
| 4. Tag   | 10                               | 40                                    | 40   | 40                        | 40                      |
| 5. Tag   | 10                               | 50                                    | 50   | 50                        | 50                      |
| 6. Tag   | 10                               | 60                                    | 60   | 60                        | 60                      |
| 7. Tag   | 10                               | 70                                    | 70   | 70                        | 70                      |
| 8. Tag   | 10                               | 80                                    | 80   | 80                        | 80                      |
| 9. Tag   | 10                               | 90                                    | 90   | 90                        | 90                      |
| 10. Tag  | 10                               | 100                                   | 100  | 100                       | 100                     |
| 11. Tag  | 10                               | 110                                   | 110  | 110                       | 110                     |
| 12. Tag  | 10                               | 120                                   | 120  | 120                       | 120                     |
| 13. Tag  | 10                               | 130                                   | 130  | 130                       | 130                     |
| 14. Tag  | 10                               | 140                                   | 140  | 140                       | 140                     |
| 15. Tag  | 10                               | 150                                   | 150  | 150                       | 150                     |
| 16. Tag  | 10                               | 160                                   | 160  | 160                       | 160                     |
| 17. Tag  | 10                               | 170                                   | 170  | 170                       | 170                     |
| 18. Tag  | 10                               | 180                                   | 180  | 180                       | 180                     |
| 19. Tag  | 10                               | 190                                   | 190  | 190                       | 190                     |
| 20. Tag  | 10                               | 200                                   | 200  | 200                       | 200                     |
| 21. Tag  | 10                               | 210                                   | 210  | 210                       | 210                     |
| 22. Tag  | 10                               | 220                                   | 220  | 220                       | 220                     |
| 23. Tag  | 10                               | 230                                   | 230  | 230                       | 230                     |
| 24. Tag  | 10                               | 240                                   | 240  | 240                       | 240                     |
| 25. Tag  | 10                               | 250                                   | 250  | 250                       | 250                     |
| 26. Tag  | 10                               | 260                                   | 260  | 260                       | 260                     |
| 27. Tag  | 10                               | 270                                   | 270  | 270                       | 270                     |
| 28. Tag  | 10                               | 280                                   | 280  | 280                       | 280                     |
| 29. Tag  | 10                               | 290                                   | 290  | 290                       | 290                     |
| 30. Tag  | 10                               | 300                                   | 300  | 300                       | 300                     |
| 31. Tag  | 10                               | 310                                   | 310  | 310                       | 310                     |
| 32. Tag  | 10                               | 320                                   | 320  | 320                       | 320                     |
| 33. Tag  | 10                               | 330                                   | 330  | 330                       | 330                     |
| 34. Tag  | 10                               | 340                                   | 340  | 340                       | 340                     |
| 35. Tag  | 10                               | 350                                   | 350  | 350                       | 350                     |
| 36. Tag  | 10                               | 360                                   | 360  | 360                       | 360                     |
| 37. Tag  | 10                               | 370                                   | 370  | 370                       | 370                     |
| 38. Tag  | 10                               | 380                                   | 380  | 380                       | 380                     |
| 39. Tag  | 10                               | 390                                   | 390  | 390                       | 390                     |
| 40. Tag  | 10                               | 400                                   | 400  | 400                       | 400                     |
| 41. Tag  | 10                               | 410                                   | 410  | 410                       | 410                     |
| 42. Tag  | 10                               | 420                                   | 420  | 420                       | 420                     |
| 43. Tag  | 10                               | 430                                   | 430  | 430                       | 430                     |
| 44. Tag  | 10                               | 440                                   | 440  | 440                       | 440                     |
| 45. Tag  | 10                               | 450                                   | 450  | 450                       | 450                     |
| 46. Tag  | 10                               | 460                                   | 460  | 460                       | 460                     |
| 47. Tag  | 10                               | 470                                   | 470  | 470                       | 470                     |
| 48. Tag  | 10                               | 480                                   | 480  | 480                       | 480                     |
| 49. Tag  | 10                               | 490                                   | 490  | 490                       | 490                     |
| 50. Tag  | 10                               | 500                                   | 500  | 500                       | 500                     |
| 51. Tag  | 10                               | 510                                   | 510  | 510                       | 510                     |
| 52. Tag  | 10                               | 520                                   | 520  | 520                       | 520                     |
| 53. Tag  | 10                               | 530                                   | 530  | 530                       | 530                     |
| 54. Tag  | 10                               | 540                                   | 540  | 540                       | 540                     |
| 55. Tag  | 10                               | 550                                   | 550  | 550                       | 550                     |
| 56. Tag  | 10                               | 560                                   | 560  | 560                       | 560                     |
| 57. Tag  | 10                               | 570                                   | 570  | 570                       | 570                     |
| 58. Tag  | 10                               | 580                                   | 580  | 580                       | 580                     |
| 59. Tag  | 10                               | 590                                   | 590  | 590                       | 590                     |
| 60. Tag  | 10                               | 600                                   | 600  | 600                       | 600                     |
| 61. Tag  | 10                               | 610                                   | 610  | 610                       | 610                     |
| 62. Tag  | 10                               | 620                                   | 620  | 620                       | 620                     |
| 63. Tag  | 10                               | 630                                   | 630  | 630                       | 630                     |
| 64. Tag  | 10                               | 640                                   | 640  | 640                       | 640                     |
| 65. Tag  | 10                               | 650                                   | 650  | 650                       | 650                     |
| 66. Tag  | 10                               | 660                                   | 660  | 660                       | 660                     |
| 67. Tag  | 10                               | 670                                   | 670  | 670                       | 670                     |
| 68. Tag  | 10                               | 680                                   | 680  | 680                       | 680                     |
| 69. Tag  | 10                               | 690                                   | 690  | 690                       | 690                     |
| 70. Tag  | 10                               | 700                                   | 700  | 700                       | 700                     |
| 71. Tag  | 10                               | 710                                   | 710  | 710                       | 710                     |
| 72. Tag  | 10                               | 720                                   | 720  | 720                       | 720                     |
| 73. Tag  | 10                               | 730                                   | 730  | 730                       | 730                     |
| 74. Tag  | 10                               | 740                                   | 740  | 740                       | 740                     |
| 75. Tag  | 10                               | 750                                   | 750  | 750                       | 750                     |
| 76. Tag  | 10                               | 760                                   | 760  | 760                       | 760                     |
| 77. Tag  | 10                               | 770                                   | 770  | 770                       | 770                     |
| 78. Tag  | 10                               | 780                                   | 780  | 780                       | 780                     |
| 79. Tag  | 10                               | 790                                   | 790  | 790                       | 790                     |
| 80. Tag  | 10                               | 800                                   | 800  | 800                       | 800                     |
| 81. Tag  | 10                               | 810                                   | 810  | 810                       | 810                     |
| 82. Tag  | 10                               | 820                                   | 820  | 820                       | 820                     |
| 83. Tag  | 10                               | 830                                   | 830  | 830                       | 830                     |
| 84. Tag  | 10                               | 840                                   | 840  | 840                       | 840                     |
| 85. Tag  | 10                               | 850                                   | 850  | 850                       | 850                     |
| 86. Tag  | 10                               | 860                                   | 860  | 860                       | 860                     |
| 87. Tag  | 10                               | 870                                   | 870  | 870                       | 870                     |
| 88. Tag  | 10                               | 880                                   | 880  | 880                       | 880                     |
| 89. Tag  | 10                               | 890                                   | 890  | 890                       | 890                     |
| 90. Tag  | 10                               | 900                                   | 900  | 900                       | 900                     |
| 91. Tag  | 10                               | 910                                   | 910  | 910                       | 910                     |
| 92. Tag  | 10                               | 920                                   | 920  | 920                       | 920                     |
| 93. Tag  | 10                               | 930                                   | 930  | 930                       | 930                     |
| 94. Tag  | 10                               | 940                                   | 940  | 940                       | 940                     |
| 95. Tag  | 10                               | 950                                   | 950  | 950                       | 950                     |
| 96. Tag  | 10                               | 960                                   | 960  | 960                       | 960                     |
| 97. Tag  | 10                               | 970                                   | 970  | 970                       | 970                     |
| 98. Tag  | 10                               | 980                                   | 980  | 980                       | 980                     |
| 99. Tag  | 10                               | 990                                   | 990  | 990                       | 990                     |
| 100. Tag | 10                               | 1000                                  | 1000   | 1000                      | 1000                    |

257

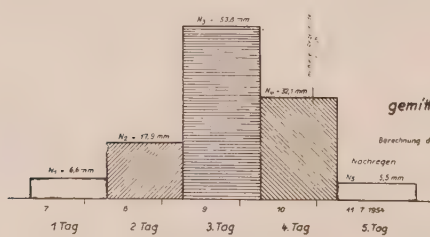
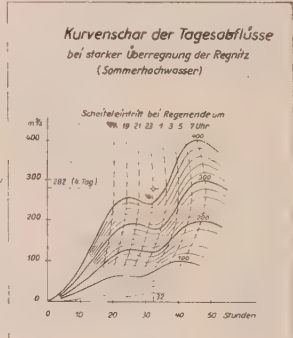


mittleres Ende des Starkregens im Regnitzgebiet  
am 10.7. etwa um 23 Uhr

Schneiteilung  
der ersten Tagesabflüsse  
s. Anlage 5a

nach  $\frac{10}{20} = 0.5$  22.218

10.7.1954



Berechnung der gemittelten Tagesniederschläge siehe Anlage 5a

Nachtrag

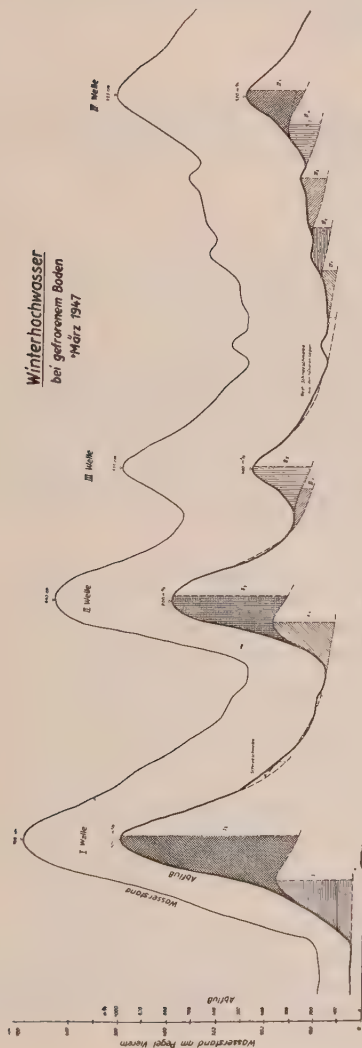
$N_5 = 5.5 \text{ mm}$

Der geringe Nachtrag vom 15. auf 17. Juli ist nur im nördlichsten Randgebiet der Reg. mehr, infolge der langen Kolkzeit, 1954; er hat keinen Einfluss auf die Schneiteilung.

# Anlage 6 — Vorhersage für das Winterhochwasser bei gefrorenem Boden März 1947.

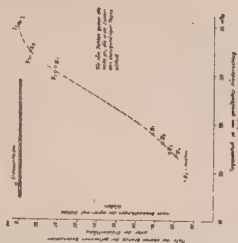
Anlage 6

## Winterhochwasser bei gefrorenem Boden März 1947

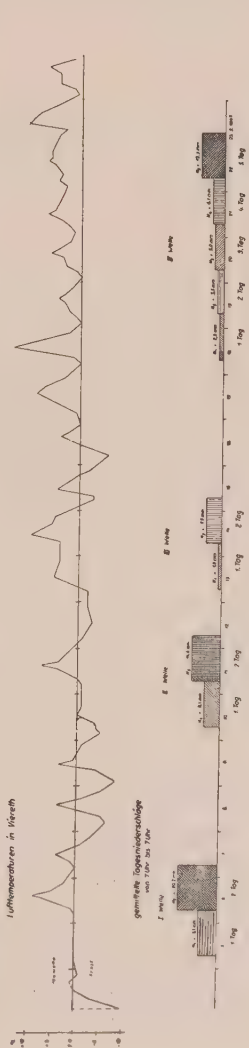
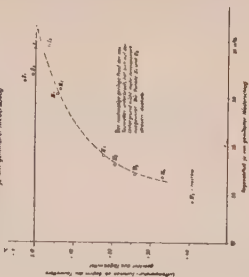


## Abfluss bei gefrorenem Boden

a) Die Lage der oberen Grenze der gefrorenen Bodenschicht und der Abfluss je m geradliniger Bettungslänge



## b) Die Lufttemperatur in Metern und der Abfluss je m geradliniger Bettungslänge



# SUR LES CORRÉLATIONS ENTRE LES DÉBITS MOYENS DE PÉRIODES SUCCESSIVES

PROF. ING. DINO TONINI  
*Chargé d'Hydrographie à l'Université de Padoue*

## SUMMARY

The paper summarizes the possibility of extending the use of punched cards in the research of the relationship between the average flow of successive periods. The paper concludes, by way of example, with the suggestion of nomogram, which in the case in question, has given satisfactory results.

## SOMMAIRE

La note examine la possibilité d'étendre l'emploi des fiches perforées pour la recherches des corrélations entre les débits moyens des périodes successives et propose, comme exemple de la méthode un abaque qui, dans le cas en question, a donné des résultats qui ont été retenus satisfaisants.

1) La prévision des débits d'un cours d'eau doit nécessairement se limiter à des valeurs moyennes et d'orientation n'étant pratiquement pas possible d'évaluer tous les facteurs multiples qui interviennent dans ce problème complexe et leurs influences réciproques.

Tout en tenant compte de ces limitations, nous nous sommes proposés d'étudier pour un cours d'eau à régime bien défini et pour lequel on disposait d'une longue période d'observation, les corrélations entre les débits moyens relatifs à un certain intervalle de temps et les débits relatifs à intervalles du même type, mais antécédants à celui considéré. Puisque la succession des débits ne peut pas être séparée de l'époque (saison) dans laquelle elle se produit, nous avons pris en considération, comme éléments caractéristiques de l'époque, les températures moyennes et la précipitation totale de l'intervalle examiné.

Le cours d'eau qu'on a choisi est le *Boite à Vodo di Cadore* (affluent du Piave), bassin fluvio-glacial avec une surface de 323 km<sup>2</sup>, pour lequel on dispose des débits moyens journaliers de 1930 à 1950 (module de la période de 21 ans d'observation — 10,28 m<sup>3</sup> s<sup>-1</sup>). La recherche a été étendue aux débits moyens pour intervalles de dix jours (débits moyens décadiques) qui finissaient le 10; 20; 30 (28 ou 29 ou 31) de chaque mois, donc à un ensemble de 756 valeurs. Pour quelques recherches on a fait recours aux moyennes mobiles décadiques avec le dernier terme en correspondance de chaque jour de la période, de façon à pouvoir disposer de 7 665 valeurs. Les différences sans importance dans quelques uns des résultats obtenus avec les élaborations de la série limitée et de celle étendue et la considérable différence dans la plus quantité de travail nécessaire pour les deux élaborations nous ont amené à utiliser, les souvent, la série originaire limitée. Pour toutes les élaborations nous avons avantageusement fait usage des systèmes d'analyse mécanique basés sur l'emploi des fiches perforées.

Pour les limitations qui sont propres à ce genre de recherches on a enfin pensé qu'il était suffisant et surtout avantageux de considérer, plus que les corrélations entre les valeurs moyennes qui sont propres à l'intervalle considéré, les corrélations entre des catégories déterminées des susdites valeurs moyennes. En autres termes,

les valeurs des débits moyens décadiques, des températures moyennes décadiques et des précipitations totales décadiques, ont été réparties en dix classes (de 1 à 10) dont les extrêmes sont rapportés dans le tableau A qui suit.

TABLEAU A  
*Répartition en dix classes des événements hydrographiques et  
météorologiques relatifs au Boite à Vodo (bassin 323 km<sup>2</sup>)*

| Classe         | Q<br>Débits décadiques<br>moyens m <sup>3</sup> s <sup>-1</sup> | P<br>Précipitations<br>décadiques mm | θ<br>Températures<br>décadiques moyennes °C |
|----------------|---|--------------------------------------|---|
| 1 <sup>e</sup> | ≤ 3,0   | 0                                    | ≤ - 1 <sup>o</sup> ,0                       |
| 2 <sup>e</sup> | 3,1 ÷ 5,0   | 0,1 ÷ 2,5                            | -1 <sup>o</sup> ,1 ÷ 1 <sup>o</sup> ,0      |
| 3 <sup>e</sup> | 5,1 ÷ 7,0   | 2,6 ÷ 5,0                            | 1 <sup>o</sup> ,1 ÷ 3 <sup>o</sup> ,5       |
| 4 <sup>e</sup> | 7,1 ÷ 9,0   | 5,1 ÷ 7,5                            | 3 <sup>o</sup> ,6 ÷ 6 <sup>o</sup> ,0       |
| 5 <sup>e</sup> | 9,1 ÷ 11,0  | 7,6 ÷ 10,0                           | 6 <sup>o</sup> ,1 ÷ 8 <sup>o</sup> ,5       |
| 6 <sup>e</sup> | 11,1 ÷ 13,0   | 10,1 ÷ 12,5                          | 8 <sup>o</sup> ,6 ÷ 11 <sup>o</sup> ,0      |
| 7 <sup>e</sup> | 13,1 ÷ 15,0   | 12,6 ÷ 15,0                          | 11 <sup>o</sup> ,1 ÷ 13 <sup>o</sup> ,5     |
| 8 <sup>e</sup> | 15,1 ÷ 17,0   | 15,1 ÷ 17,5                          | 13,6 ÷ 16 <sup>o</sup> ,0                   |
| 9 <sup>e</sup> | 17,1 ÷ 19,0   | 17,6 ÷ 20,0                          | 16 <sup>o</sup> ,1 ÷ 18 <sup>o</sup> ,5     |
| 10             | ≥ 19,1  | 21,0                                 | ≥ 18 <sup>o</sup> ,6                        |

L'étude avait donc le but de trouver des corrélations entre les diverses classes de phénomènes, en réduisant naturellement la généralité et la continuité du problème à un schéma qu'on considère néanmoins suffisant pour les nécessités pratiques, étant donné que chaque classe des débits s'étend au 20 % environ du module.

2) Les débits disponibles dans la période apparaissent répartis dans les diverses classes, comme dans le prospectus 1<sup>re</sup> et dans les diagrammes de la fig. 1a) 1b)

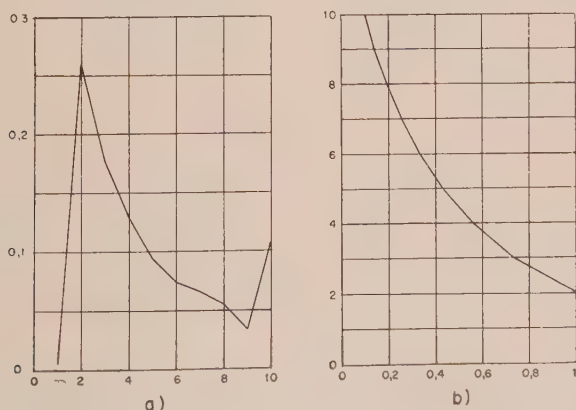


Fig. 1 — Observations disponibles réparties dans la période :  
a) courbe de fréquence,  
b) courbe de durée.



**PROSPECTUS 1<sup>re</sup>**  
*Répartition en dix classes des débits décadiques moyens du*  
*Boite à Vodo (1930-1950)*

| Classe | Fréquence | Durée  |
|--------|-----------|--------|
| 1      | 0,51      | 100,00 |
| 2      | 26,07     | 99,49  |
| 3      | 17,70     | 73,42  |
| 4      | 12,97     | 55,72  |
| 5      | 9,42      | 42,75  |
| 6      | 7,36      | 33,33  |
| 7      | 6,63      | 25,97  |
| 8      | 5,40      | 19,34  |
| 9      | 3,31      | 13,94  |
| 10     | 10,63     | 10,63  |
| 100,00 |           | —      |

Les débits qui prévalent sont ceux de la deuxième classe (26,07 %); il faut aussi remarquer que dans l'ensemble de la deuxième, troisième et quatrième classes est concentré le 56,74 % de tous les débits.

Une ultérieure répartition a été faite en subdivisant les mêmes débits d'après les mois et les saisons; les résultats relatifs sont rapportés dans le prospectus II<sup>o</sup> et dans les graphiques des figures 2a); 2b).

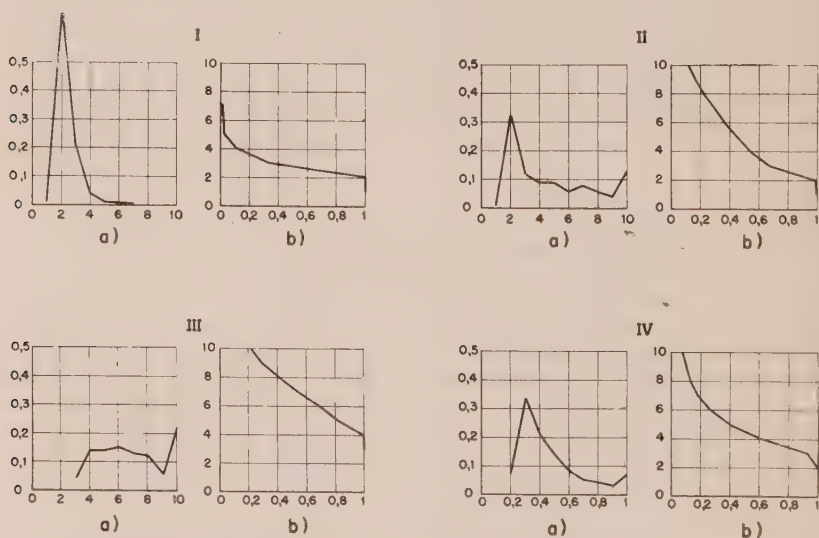


Fig. 2 — Observations disponibles réparties dans les quatre saisons (I<sup>o</sup> hiver : décembre-février; II<sup>o</sup> printemps : mars-mai; III<sup>o</sup> été : juin-août; IV<sup>o</sup> automne : septembre-novembre ;  
a) courbe de fréquence,  
b) courbe de durée.

PROSPECTUS II<sup>e</sup>  
Boite à Vodo (1930 + 1950)  
Distribution mensuelle et saisonnière des débits décadiques moyens

| Classe | Décembre | Janvier | Février | Hiver | Classe | Mars | Avril | Mai  | Printemps |
|--------|----------|---------|---------|-------|--------|------|-------|------|-----------|
| 1      | —        | —       | 3,4     | 1,1   | 1      | 3,1  | —     | —    | 1,0       |
| 2      | 31,5     | 80,2    | 91,7    | 67,0  | 2      | 69,1 | 22,3  | 2,6  | 31,5      |
| 3      | 42,5     | 15,9    | 4,9     | 21,6  | 3      | 19,3 | 14,0  | 3,7  | 12,4      |
| 4      | 20,6     | 2,5     | —       | 8,0   | 4      | 6,0  | 18,6  | 4,0  | 9,4       |
| 5      | 3,7      | 1,4     | —       | 1,7   | 5      | 2,2  | 16,5  | 7,7  | 8,7       |
| 6      | 1,4      | —       | —       | 0,5   | 6      | 0,3  | 8,4   | 9,4  | 6,0       |
| 7      | 0,3      | —       | —       | 0,1   | 7      | —    | 8,6   | 15,9 | 8,0       |
| 8      | —        | —       | —       | —     | 8      | —    | 4,8   | 12,6 | 5,8       |
| 9      | —        | —       | —       | —     | 9      | —    | 0,8   | 11,2 | 4,0       |
| 10     | —        | —       | —       | —     | 10     | —    | 6,0   | 32,9 | 13,1      |

| Classe | Juin | Juillet | Août | Été  | Classe | Septembre | Octobre | Novembre | Automne |
|--------|------|---------|------|------|--------|-----------|---------|----------|---------|
| 1      | —    | —       | —    | —    | 1      | —         | —       | —        | —       |
| 2      | —    | 0,2     | —    | —    | 2      | 1,6       | 7,7     | 10,7     | 6,6     |
| 3      | 0,2  | 1,8     | 10,4 | 4,2  | 3      | 34,2      | 28,8    | 35,4     | 32,9    |
| 4      | 5,1  | 10,9    | 24,5 | 13,6 | 4      | 24,6      | 22,8    | 15,1     | 20,9    |
| 5      | 2,7  | 15,6    | 22,0 | 13,5 | 5      | 16,7      | 9,9     | 14,2     | 13,5    |
| 6      | 10,3 | 15,1    | 18,7 | 14,8 | 6      | 8,0       | 10,9    | -5,4     | 8,1     |
| 7      | 8,3  | 18,5    | 13,2 | 13,3 | 7      | 5,2       | 5,1     | 4,1      | 4,8     |
| 8      | 15,5 | 16,3    | 4,1  | 12,0 | 8      | 3,2       | 2,6     | 5,4      | 3,9     |
| 9      | 8,3  | 6,6     | 4,0  | 6,3  | 9      | 2,5       | 2,5     | 3,7      | 2,7     |
| 10     | 49,6 | 15,0    | 3,1  | 22,3 | 10     | 4,0       | 9,7     | 6,0      | 6,6     |

D'après l'examen du prospectus il ressort que le 88,6 % des débits hivernaux est concentré dans la deuxième et troisième classe; cette concentration est encore plus importante si l'on considère séparément les mois de janvier et de février, atteignant respectivement 96,1 % et 96,6 %. Pour le mois de février le 91,7 % des débits est compris dans la deuxième classe et par conséquent le débit même peut être prévu avec un haut degré de probabilité. Pour le mois de décembre on a une certaine dispersion qui intéresse trois classes à peu près dans la même mesure, la deuxième; la troisième et la quatrième.

Au printemps on a, comme d'ailleurs est aisé à prévoir, une considérable dispersion des débits soit dans les valeurs saisonnières, soit dans celles mensuelles qui se rapportent à toutes les classes, sauf la première. Cependant on a une concentration intéressante dans le mois de mars, où le 88,4 % des débits appartient à la deuxième et à la troisième classe.

Pour l'été, sauf que pour la première et la deuxième classe, on a une dispersion encore plus importante qu'au printemps. Dans les distributions mensuelles il faut remarquer la haute concentration (49,6 %) des débits de la dixième classe dans le mois de juin.

On doit dire la même chose pour la distribution automnale, où toutefois on a une certaine concentration dans la deuxième et la troisième classe qui réunit 53,8 % des débits.

3) Pour définir l'époque dans laquelle s'est vérifié le débit décadique moyen, on a pris en considération la quantité des précipitations  $P$ , en mm, et la température moyenne  $\theta$ , en  $^{\circ}\text{C}$ , eues dans la même décade. Pour avoir une symétrie dans la manière de traiter la question, les précipitations  $P$  et les températures  $\theta$  ont été de même réparties en 10 classes qui sont rapportées dans le tableau A.

Ce n'est certainement pas le cas de donner des renseignements particuliers, sous forme de prospectus ou de diagrammes, relatifs à cette phase de la recherche. Il est toutefois d'un certain intérêt de rappeler que, en considérant les 100 combinaisons des paramètres  $P$  et  $\theta$  comme les déterminantes des valeurs disponibles de  $Q$ , seulement 0,6 % des valeurs a pu être défini de façon univoque y comprises les combinaisons qui se présentent une seule fois qui, si ne constituent pas un cas complètement favorable, d'autre part ne peuvent pas être considérées comme cas contraire. Dans tous les autres cas, on a une distribution de fréquence dans laquelle on peut déterminer la valeur la plus probable, la valeur moyenne, médiane, etc.

Par la suite, le procédé a été élargi en considérant un nouveau paramètre  $Q'$ , relatif à la classe du débit décadique moyen de la *décade précédente* à celle prise en considération. Les 1 000 combinaisons des trois paramètres (10  $P$ . 10  $\theta$ . 10  $Q'$ ) ont permis de définir d'une façon univoque le 25,3 % des cas dont le 6,7 % figurent plus qu'une fois. En dernier lieu on a considéré aussi le paramètre  $Q''$ , relatif à la classe du débit décadique moyen de la *décade anti-précédente* à celle considérée. Les 10 000 combinaisons des quatre paramètres (10  $P$ . 10  $\theta$ . 10  $Q'$ . 10  $Q''$ ) ont permis de définir d'une façon univoque le 48,3 % des cas dont le 6,7 % figurent plus qu'une fois.

4) Si le nombre des débits  $Q$  défini d'une façon univoque par les quatre paramètres  $Q''$ ;  $Q'$ ;  $P$ ;  $\theta$  n'est pas, en définitive, très élevé, par contre celui des événements plus probables est suffisamment élevé étant donné aussi les dispersions limitées des valeurs de  $Q$  qu'on a dans la plus grande partie des cas. En effet entre les quaternes des valeurs expérimentales disponibles pour les 21,7 % des cas, l'événement  $Q$  reste déterminé stochastiquement comme l'événement le plus probable; si on ajoute à ceux-ci 6,7 % des cas établis univoquement on a en total 28,4 % qui peuvent être groupés en 51 types divers d'événements qui se vérifient au moins plus qu'une fois.

Ces 51 quaternes type de valeurs expérimentales ont été utilisées comme des équations de condition pour la recherche des coefficients de la

$$1) \quad Q = f(Q''; Q'; P; \theta)$$

qui pouvaient satisfaire les susdites conditions avec l'écart minimum

Une première solution obtenue par la méthode de Gauss, dans l'hypothèse que les quatre variables étaient liées par une relation linéaire :

$$2) \quad Q = a_1 Q' + a_2 Q'' + Q_3 P + Q_4 \theta$$

n'a pas donné des résultats satisfaisants à la suite de quoi on a procédé à poser un deuxième système, introduisant pour chaque variable un coefficient du second degré

$$3) \quad Q = a_1 Q' + a_2 (Q')^2 + b_1 Q'' + b_2 (Q'')^2 + c_1 P + c_2 P^2 + d_1 \theta + d_2 \theta^2$$

La résolution du système a été effectuée avec la méthode des cracoviens, obtenant pour divers coefficients les valeurs suivantes :

$$\begin{array}{ll} a_1 = -1,47 & a_2 = 0,077 \\ b_1 = 1,454 & b_2 = -0,114 \\ c_1 = 0,795 & c_2 = -0,009 \\ d_1 = 0,174 & d_2 = -0,019 \end{array}$$

Sur la base de la 3) et des coefficients susindiqués il a été dressé le nomogramme de la fig. 3, dont l'emploi ne demande pas de commentaires particuliers. En utilisant ce nomogramme on a calculé les valeurs des classes de Q pour toutes quaternes disponibles en fonction de  $Q''; Q'; P; \theta$ ; ces valeurs sont confrontées avec les valeurs expérimentales, dans le prospectus III<sup>e</sup>.

### PROSPECTUS III<sup>e</sup>

Confrontation des valeurs théoriques et des valeurs expérimentales des classes de Q et des valeurs expérimentales  $f(Q''; Q'; P; \theta)$

Valeurs des classes de Q déterminées d'après l'abaque fig. 3

|    | 1     | 2     | 3     | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    | 9 | 10 |
|----|-------|-------|-------|------|------|------|------|------|---|----|
| 1  | 3,57  | 1,95  | 1,06  | 0,40 | —    | 0,13 | 0,13 | —    | — | —  |
| 2  | 19,71 | 27,51 | 7,80  | 2,78 | 1,33 | 0,40 | 0,40 | 0,13 | — | —  |
| 3  | 2,25  | 6,88  | 10,58 | 3,04 | 1,59 | 0,26 | —    | 0,13 | — | —  |
| 4  | 0,26  | 1,72  | 2,38  | 3,31 | 1,59 | 0,13 | —    | —    | — | —  |
| 5  | —     | 0,26  | 0,93  | 1,06 | 1,59 | —    | —    | —    | — | —  |
| 6  | —     | —     | 0,40  | 0,66 | 0,66 | 0,53 | —    | —    | — | —  |
| 7  | —     | —     | 0,13  | 0,13 | 0,13 | 0,26 | 0,13 | —    | — | —  |
| 8  | —     | —     | 0,13  | —    | 0,13 | —    | —    | —    | — | —  |
| 9  | —     | 0,13  | 0,13  | —    | —    | —    | 0,26 | —    | — | —  |
| 10 | —     | —     | —     | —    | —    | —    | —    | —    | — | —  |

Dans l'ensemble, pour le 47,2 % du total, on a une correspondance parfaite. Sauf pour quelques évaluations extrêmes (soumises, naturellement, à une plus grande variabilité) cette correspondance existe comme norme : c'est à dire qu'elle représente la valeur la plus probable. Pour un autre le 36,2 % du total, l'écart entre la donnée calculée et l'effective ne dépasse pas la différence d'une classe.

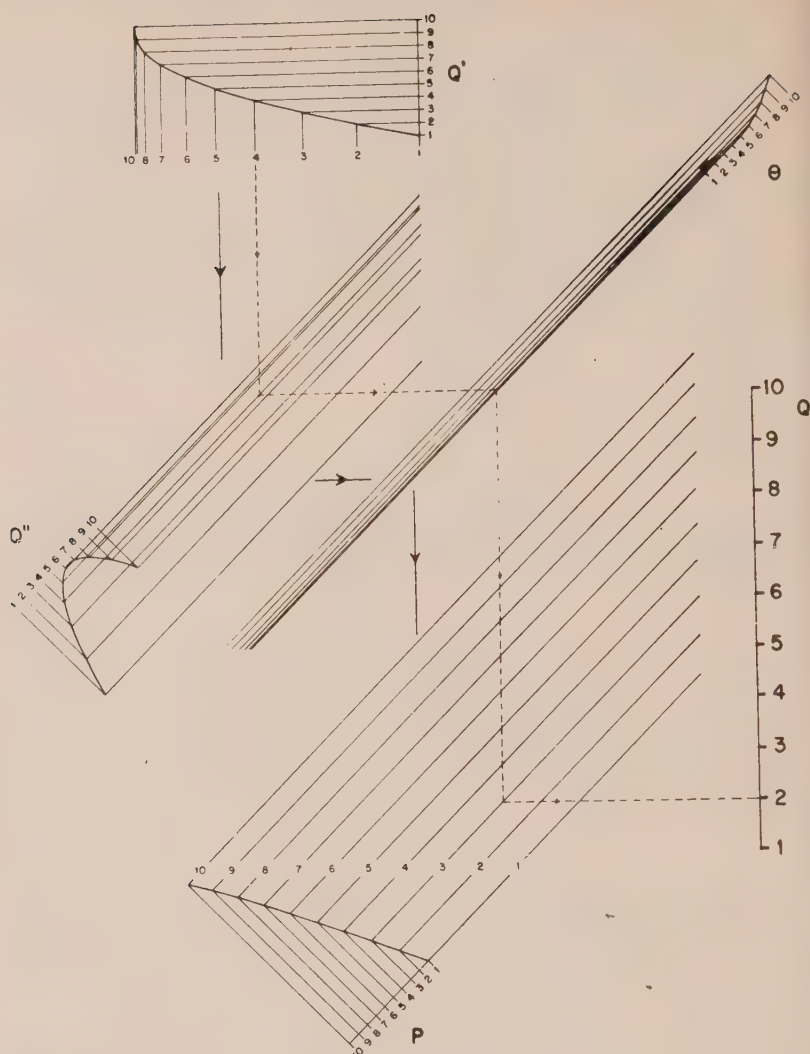


Fig. 3 — Nomogramme  $Q = \mathcal{E}(Q'; Q''; \sim; P)$

Donc, avec la probabilité du 83,4 %, l'abaque peut donner une prévision qui ne diffère pas de la moyenne de  $\pm$  une classe; nous considérons ce résultat comme satisfaisant pour les recherches de ce genre.

4) La méthodologie que nous avons illustrée à l'aide d'un simple exemple est certainement susceptible de perfectionnement à prendre en considération chaque fois, en tenant compte des caractéristiques du cours d'eau que l'on examine. L'idée de la répartition des débits dans un nombre limité de classes en représente toutefois



la base; dans cette première application la répartition a été faite pour des intervalles de la même quantité, mais l'on pourrait aussi penser à une répartition en intervalles pour des quantités diverses, mais de façon que le nombre des événements contenu dans chaque intervalle soit toujours le même. Cela pourrait être obtenu très facilement en répartissant en parties égales la courbe de durée. On obtiendrait ainsi l'avantage d'avoir le domaine des débits plus nombreux subdivisé en intervalles de quantité plus limitée, ce qui donnerait la possibilité d'une prévision plus perfectionnée justement dans les secteurs particulièrement intéressants du point de vue pratique, tout en disposant d'un nombre suffisant de données expérimentales pour poser le système d'équations nécessaires pour la détermination des coefficients. D'autre part il ne faut pas oublier qu'il s'agit d'une recherche statistique et que des intervalles trop limités peuvent mener seulement apparemment à une plus grande précision, étant donné qu'on élargit par contre la zone d'incertitude.

Pour conclure, nous pensons que, même en admettant l'emploi d'une variante opportune, la méthode indiquée peut conduire dans beaucoup de cas, surtout pour les moyens et les grands bassins, à des résultats d'un certain intérêt dans le domaine des applications pratiques.

# FLOOD FREQUENCY RELATIONS FOR GAGED AND UNGAGED STREAMS

TATE DALRYMPLE

*Chief, Floods Section, Surface Water Branch, Water Resources Division  
U. S. Geological Survey.*

## SUMMARY

This paper describes the method used by the United States Geological Survey to analyse gaging station data so as to provide a means for determining the magnitude and frequency of momentary peak discharges at any place on any stream in a region, whether a gaged or an ungaged point. A region may be of any size, as a river basin, or a state, so long as it proves to be hydrologically homogeneous.

The analysis provides two curves. The first expresses the flood frequency relationship and shows variation of peak discharge, expressed as a ratio to the mean annual flood, with recurrence interval. The second relates the mean annual flood to drainage area, or to drainage area and other significant basin characteristics.

A frequency curve may be defined for any place in the region by use of these two curves. The procedure is: (1) Measure the drainage area and other appropriate basin characteristics from maps; (2) From the second curve, select the mean annual flood corresponding to the proper drainage area factors; (3) From the first curve, select ratios to mean annual flood for selected recurrence intervals, as 2, 10, 25, and 50 years; and (4) Multiply these ratios by the mean annual flood and plot to define the frequency curve.

## INTRODUCTION

The purpose of this paper is to present a method of analyzing streamflow data to obtain information relative to the magnitude and frequency of flood discharges. The method reflects the latest developments based on a continuing study of the subject by engineers of the Water Resources Division of the United States Geological Survey. The method has been revised several times in the last few years and probably will be again in the future. There is no static level for such a rapidly developing subject.

The discharge records collected by the Geological Survey, and by other private, State and Federal agencies, are the data upon which flood frequency studies are based. These records are obtained at about 7,000 gaging stations in the United States and, where of sufficient length, furnish an excellent base for deriving flood frequency curves. A curve based on a gaging station record, however, applies only to that one particular place; generally the information is wanted at an ungaged point. Thus there are two parts to the problem: (1) computation of flood frequency at a point, as a gaging station, and (2) transferring the point data to other places or adapting it to apply over a basin or a region.

## FLOOD FREQUENCY AT A GAGING STATION

The first step in a flood compilation is to select the gaging stations to be included. There should be at least 10 years of record at each station, although records as short as 5 years have been used when no others were available on any nearby stream. Storage or other artificial factors which would tend to modify flood discharges significantly should be a minimum. Records of discharges that are subject to substantial control by man should not be included.

TABLE 1  
Flood data for Stony Creek at Ferndale, Pa.

| Water<br>Year | Date        | Gage<br>height<br>(feet) | Discharge |                      | Annual Floods |                                     |
|---------------|-------------|--------------------------|-----------|----------------------|---------------|-------------------------------------|
|               |             |                          | Cfs       | Ratio<br>to<br>Q2.33 | Order<br>(m)  | Recurrence<br>interval-T<br>(years) |
| (1)           | (2)         | (3)                      | (4)       | (5)                  | (6)           | (7)                                 |
| 1914          | March 30    | 7.85                     | 5,260     | 0.49                 | 35            | 1.09                                |
| 1915          | January 7   | 10.70                    | 9,360     | .87                  | 19            | 2.00                                |
| 1916          | March 28    | 11.30                    | 10,300    | .95                  | 16            | 2.38                                |
| 1917          | March 12    | 14.00                    | 15,100    | 1.40                 | 9             | 4.22                                |
| 1918          | February 26 | 12.7                     | 12,700    | 1.18                 | 12            | 3.17                                |
| 1919          | May 10      | 8.15                     | 5,780     | .54                  | 34            | 1.12                                |
| 1920          | March 12    | 11.2                     | 10,200    | .94                  | 17            | 2.24                                |
| 1921          | March 3     | 8.98                     | 6,860     | .64                  | 31            | 1.23                                |
| 1922          | November 28 | 13.7                     | 14,500    | 1.34                 | 10            | 3.80                                |
| 1923          | February 2  | 7.1                      | 4,390     | .41                  | 37            | 1.03                                |
| 1924          | March 29    | 16.9                     | 21,000    | 1.94                 | 6             | 6.33                                |
| 1925          | February 11 | 10.0                     | 8,300     | .77                  | 22            | 1.73                                |
| 1926          | February 23 | 10.0                     | 8,300     | .77                  | 23            | 1.65                                |
| 1927          | January 22  | 10.96                    | 9,840     | .91                  | 18            | 2.11                                |
| 1928          | May 1       | 13.23                    | 13,600    | 1.26                 | 11            | 3.45                                |
| 1929          | February 26 | 9.15                     | 7,140     | .66                  | 28            | 1.36                                |
| 1930          | February 25 | 9.90                     | 8,150     | .75                  | 25            | 1.52                                |
| 1931          | April 4     | 9.02                     | 6,860     | .64                  | 32            | 1.19                                |
| 1932          | April 1     | 9.1                      | 7,000     | .65                  | 30            | 1.27                                |
| 1933          | March 15    | 11.72                    | 11,000    | 1.02                 | 15            | 2.53                                |
| 1934          | January 7   | 8.9                      | 6,720     | .62                  | 33            | 1.15                                |
| 1935          | August 2    | 9.26                     | 7,280     | .67                  | 27            | 1.41                                |
| 1936          | March 18    | 30.26                    | *59,000   | 5.46                 | 1             | 67.0                                |
| 1937          | April 26    | 18.8                     | 25,300    | 2.34                 | 2             | 19.0                                |
| 1938          | October 28  | 10.0                     | 8,300     | .77                  | 24            | 1.58                                |
| 1939          | February 3  | 8.8                      | 9,240     | .86                  | 20            | 1.90                                |
| 1940          | March 31    | 13.3                     | 23,900    | 2.21                 | 3             | 12.7                                |
| 1941          | June 5      | 12.27                    | 22,600    | 2.09                 | 4             | 9.50                                |
| 1942          | April 9     | 8.72                     | 9,000     | .83                  | 21            | 1.81                                |
| 1943          | December 30 | 11.07                    | 17,200    | 1.59                 | 7             | 5.43                                |
| 1944          | March 17    | 7.90                     | 7,140     | .66                  | 29            | 1.31                                |
| 1945          | March 6     | 11.97                    | 21,200    | 1.96                 | 5             | 7.60                                |
| 1946          | June 2      | 10.95                    | 16,700    | 1.55                 | 8             | 4.75                                |
| 1947          | June 8      | 6.85                     | 4,980     | .46                  | 36            | 1.06                                |
| 1948          | April 14    | 9.78                     | 12,100    | 1.12                 | 14            | 2.71                                |
| 1949          | January 26  | 8.15                     | 7,800     | .72                  | 26            | 1.46                                |
| 1950          | March 28    | 9.90                     | 12,400    | 1.15                 | 13            | 2.92                                |

Graphical mean annual flood (Q2.33) = 10,800 cfs

\*Highest flood since 1884.

Peak stages and corresponding discharges are listed in chronologic order. Momentary peaks only should be listed, although mean daily discharges have been used extensively in the past. As an example, a tabulation of flood data for Stony Creek at Ferndale, Pa., is shown in table 1; the first data to be tabulated are shown in columns 1 to 4.

Where it is necessary to compute frequency-of-stage occurrences, careful thought must be given to the nature of the stage-discharge relation. Frequencies can either be computed directly from stage or preferably can be computed from discharge first, then transferred to stage by means of the stage-discharge relation, provided the stage-discharge relation has remained essentially stable throughout the period of record. In the case of sandy channels there may be very frequent shifting of the bed, and a stage-frequency curve may be valid only for a definite period of time or, in extreme cases, may be of little value. Ice-affected streams involve further problems yet unsolved; when peaks due to ice jams are among the events included in an array of high stages, it is not possible to transform discharge to stage frequencies.

#### *Kinds of flood series.*

There are two kinds of flood series to be considered, the annual-flood series and the partial-duration series. The two give essentially identical results for intervals greater than about ten years, and as most design floods are for intervals greater than this, it is apparent that, from a practical standpoint, either series is satisfactory. The simplicity of the annual flood method makes it attractive, and this method is used by the Geological Survey. When a frequency curve based on the partial-duration series is desired, an annual flood curve is prepared and then converted to the partial duration series by the relationship established by Langbein.<sup>(1)</sup>

#### *Plotting procedure.*

Maximum annual discharges are listed in chronological order and numbered in order of magnitude, numbering the largest 1 (column 6 of table 1). From this

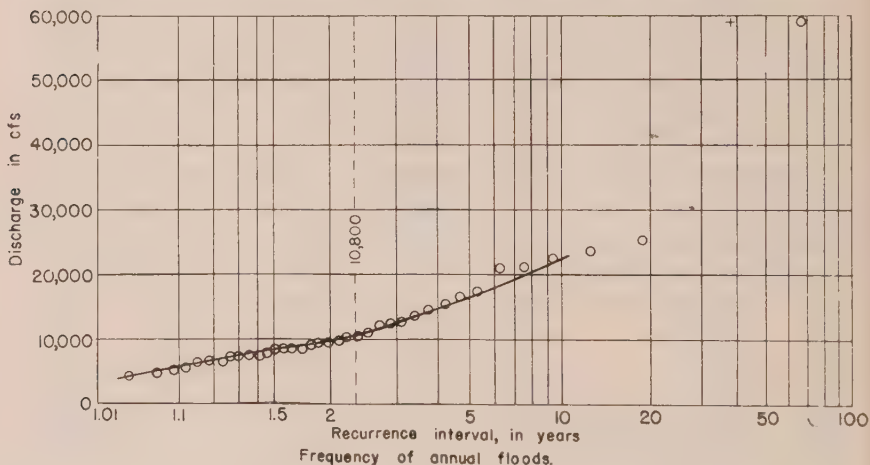


Fig. 1

<sup>(1)</sup> References are to be shown in parentheses by numerals which refer to corresponding items listed in References.

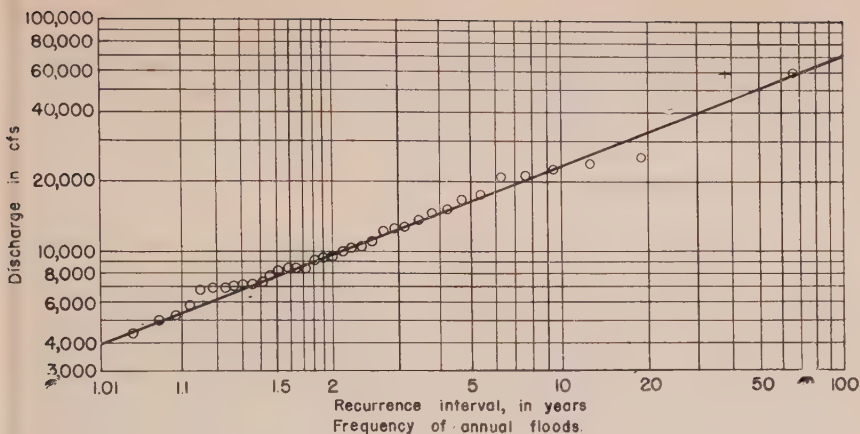


Fig. 2

array of data there is known (1) the relative distribution of floods in (2) a given period of years. The next step is to fit a time scale to the data. Recurrence intervals are computed from the formula  $T = (n + 1)/m$  where  $T$  is recurrence interval in years,  $n$  equals the number of years of record, and  $m$  is the relative magnitude of the event beginning with the highest as 1 (column 7 of table 1).

Annual floods are plotted on a special form developed by Powell (2) for analysis of flood frequencies by the Gumbel (3) method; discharge is plotted as ordinate and time as abscissa. Both uniform and logarithmic discharge scales are used, depending upon which plot approximates more nearly a straight line. For the general purpose of flood-frequency graphs the kind of graduations on the paper is of no great importance. The data in table 1 (columns 4 and 7) are shown plotted to uniform ordinate scale in figure 1 and to logarithmic ordinate scale in figure 2.

### Historic floods.

Records of historic floods provide an effective means of locating the upper end of a flood frequency curve.

Historic data are particularly valuable where there is an account of all floods above a certain stage over a long period antedating the beginning of stream gaging. A list of historic floods is of the nature of a partial-duration series above a high base but since there is generally only one flood of such magnitude in any one year, it may also be viewed as a partial list of annual floods. A method for adjusting recurrence intervals to a base period greater than the period of record has been described by Benson (4). Where, as is often the case, there is only one historic flood, the «maximum known», the base is the same as the period for which it is known to be the maximum. The highest flood on Stony Creek is plotted on figures 1 and 2 to the period of record and to the period for which it is known to be the greatest.

### Fitting frequency graphs.

Having plotted a frequency diagram there is a need for fitting a curve to the data.



Considering the fact that most streamflow records are less than 35 years in length, the value of an analytically fitted function seems doubtful indeed. Therefore graphical treatment only is applied, and a simple curve of visual best fit is drawn. The design of the plotting paper tends to straighten out the shape of the frequency curves, but the base data remain the best indication of the shape. (See figures 1 and 2).

## REGIONAL DISTRIBUTION

Flood-frequency compilations prepared in accordance with the procedures discussed above result in a curve of flood magnitude and average recurrence intervals for each station studied. These are not applicable directly to ungaged areas. In most cases the flood records are short and the sampling errors correspondingly large, and the records are for different periods of time. Investigations have been made of the possibilities of combining the flood data for a drainage basin or larger region, and also of relating the flood-frequency function to measurable characteristics of the drainage basin, thereby in the first instance reducing the larger sampling errors, and in the second instance giving the data regional significance and so making the flood-frequency studies applicable to ungaged areas. In general, we are concerned only with floods not exceeding 50 to 100-year recurrence intervals as these satisfy the needs of most engineering studies.

An example illustrating the method for defining regional flood-frequency curves is given in the following section; this example is taken from a published report of the Geological Survey (5). The area analysed drains about 3,800 square miles. Fifteen gaging stations in the area had annual flood records extending back from 11 to 69 years at the time the analysis was made in 1951.

### *Combining records.*

It has been suggested that the station-year method of analysis could be applied profitably to flood-frequency studies as it has been to rainfall intensity frequencies. By this method, for example, five records of 20 years each could be combined to obtain a 100-year record. Such a method requires (1) that flood-frequency characteristics be comparable and (2) that the data be independent. Studies indicate that the first of these requirements is met by some drainage basins or regions but the second requirement is not met, at least by gaging stations with drainage areas of over 100 square miles. Five stations in an area essentially hydrologically homogeneous measure the same flood five times rather than measuring five floods each year; in other words, a 20-year period cannot yield more than a 20-year record, and cannot be expanded so as to become a 100-year period.

Rather than add records end to end, and thus produce a long-term record from several short ones, they may be averaged together thereby providing several measurements of each year's event. By this method, five records of 20 years each when combined give only a 20 year record, but it is considered that each year's flood has (been measured five times. The median of these five values is assumed to give a better measure of the frequency characteristics of that event.

In order to test this assumption, a study was made by Benson (6) of a theoretical 1,000-year flood. A perfect 1,000-year flood history was assumed, and then divided into one hundred 10-year periods, each randomly distributed. One hundred frequency curves were drawn, each based on a ten-year record. The variation of these 100 curves from the basic 1,000-year curve give a measure of possible variation of curves

based on short-term records of natural events. As would be expected, these one hundred 10-year frequency curves scattered considerably from the true curve.

By combining only 5 or 10 of the 10-year records, and selecting the median, it was found that the resultant composite curve reduced the chances for error considerably. The study indicated that by combining five records chances are better than 50-50 that the composite curve will lie within  $\pm 10$  percent of the base curve, and by combining 10 records, chances are 3 out of 4 that it will do so.

*The mean annual flood.*

The mean used for each frequency distribution is the graphical mean determined by the intersection of the visually best fitting frequency line with the line corresponding to the 2.33-year recurrence interval. The graphical mean is more stable and dependable than an arithmetic mean. This method of determining the mean in effect gives greater weight to the medium floods than to the extreme floods with large sampling errors, and for this reason is not influenced adversely by the chance inclusion or exclusion of a major flood, as is the arithmetic mean.

The graphical mean annual floods may be determined by plotting records for each station on a frequency chart and drawing the best fitted curve for a short interval on either side of the 2.33-year line. (See fig. 1).

*Computation of comparable means.*

Experience has demonstrated that the mean annual flood for one station may not be compared with the mean for another station with a different length of record. The mean annual floods for every station must be comparable, and therefore must be adjusted to the same period of record. A base period may be chosen equal to any period desired for which records are available, but in general it is best to use the period of the longest records. A bar graph showing period of record at gaging stations, as presented in figure 3, is an aid in selection of the base period for study. To avoid excessive adjustment of records, two base periods were selected for the example, one for the period 1884 to 1950 and the other for the period 1914 to 1950.

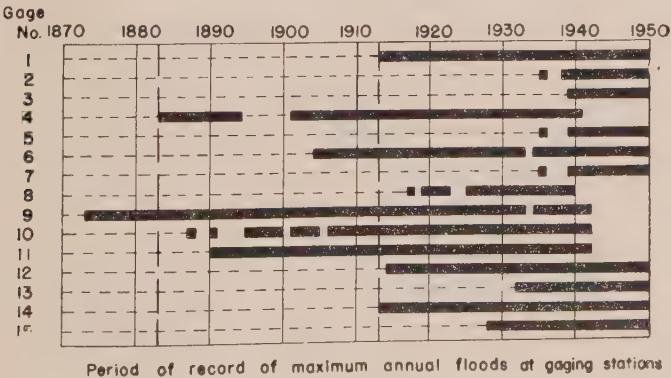


Fig. 3

There are several ways in which recurrence intervals for a short record may be adjusted to the longer period. The most promising of these methods consists of estimating a figure for each year of the base record for which no actual record was obtained. The record then would be considered complete for the purpose of determining the graphical mean (and for making a test for homogeneity). The estimated figures are not true discharges and should never be so considered; they are merely computation figures.

The estimated figures may be obtained by comparison of records for the short-term station with records from a long-term station, usually by means of a correlation of flood peaks. For major floods, the desired figures may be supplied by a unit hydrograph study, or by other means.

When the record for each station is complete, i.e., there is a figure, either of an actual measured discharge or an estimated value for each year of the total period, order numbers should be assigned and the corresponding recurrence interval computed for each year of actual record. These data are then plotted on the frequency chart and the short-interval curve drawn so as to obtain the 2.33-year, or mean annual, flood.

In the example, all records were adjusted to the base period 1914 to 1950, but only those having the longer periods of record (stations 4, 6, 9, 10 and 11) were adjusted to the base period 1884 to 1950. Three composite flood-frequency curves were defined: (a) one for period 1914-50 for all stations; (b) one for period 1914-50 for the five long-term stations; and (c) one for period 1884-1950 for the five long-term stations. Curve (a) was adjusted to the period 1884-1950 on the basis of the relation shown for the two periods by curves (b) and (c).

#### *Test for homogeneity of records.*

For a station frequency graph, it is realized that the true position of the curve can be quite different from that indicated by the plotted points. Considering the graphs for a group of stations, most of them will group together, but there may be certain ones that will plot apart. If the differences can be shown to be no more than those due to the operations of chance, the records may be considered homogeneous, and grouped together. If certain stations show differences greater than should be attributed to chance, they are set apart as belonging to a different group. The test for homogeneity is designed to determine whether or not the records should be grouped together.

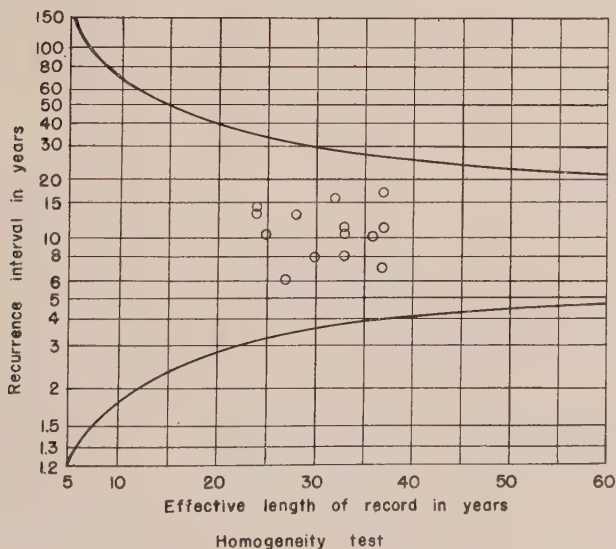
The test set-up requires a study of the 10-year floods as estimated at each station. The curve, or line, drawn on the flood charts that have been prepared to compute comparable means are extended to the 10-year recurrence interval. Each 10-year flood is divided by the mean flood to get the 10-year ratio. An average of these ratios is obtained. For each station the length of record in years and the recurrence interval corresponding to a discharge equal to the average flood ratio times the mean flood are tabulated. (See table 2; the adjusted period of record, column 9, is the number of years of actual record plus one-half the number of years the record had to be extended to the base period).

A set of test curves has been devised that shows within what range of recurrence intervals we can expect an estimate of a 10-year flood to be for a specified length of record. A range of two standard deviations is allowed. It is deemed appropriate to base the test on the 10-year flood, because this is the longest recurrence interval for which many records will give dependable estimates. The range, of course, is rather great with short records, and as one would expect, the range narrows down with long records; the upper and lower limits ultimately converging on the 10-year interval.

TABLE 2  
Data for homogeneity test, base period 1914-50

| No  | Stream              | Drainage area (square miles) | Mean annual flood, $Q_{2-33}$ (cfs) | 10-year flood, $Q_{10}$ (cfs) | Ratio $\frac{Q_{10}}{Q_{2-33}}$ | $Q_{2-33} \times 1.70$ (cfs) | T for Q of Col. 7 (years) | Period of record, adjusted (years) |
|-----|---------------------|------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------|---------------------------------|------------------------------|---------------------------|------------------------------------|
| (1) | (2)                 | (3)                          | (4)                                 | (5)                           | (6)                             | (7)                          | (8)                       | (9)                                |
| 1   | Stony Ck.           | 451                          | 10,800                              | 22,400                        | 2.07                            | 18,700                       | 7                         | 37                                 |
| 2   | Conemaugh R.        | 715                          | 19,000                              | 31,500                        | 1.66                            | 32,300                       | 11                        | 25                                 |
| 3   | Conemaugh R.        | 1,358                        | 34,000                              | 54,000                        | 1.59                            | 57,800                       | 14                        | 24                                 |
| 4   | Kiskiminetas R.     | 1,723                        | 42,000                              | 65,000                        | 1.55                            | 71,400                       | 16                        | 32                                 |
| 5   | Little Conemaugh R. | 183                          | 6,250                               | 9,800                         | 1.57                            | 10,600                       | 13                        | 24                                 |
| 6   | Blacklick Ck.       | 390                          | 11,500                              | 18,800                        | 1.64                            | 19,600                       | 12                        | 37                                 |
| 7   | Loyalhanna Ck.      | 168                          | 6,000                               | 9,600                         | 1.60                            | 10,200                       | 13                        | 24                                 |
| 8   | Loyalhanna Ck.      | 265                          | 7,400                               | 11,800                        | 1.60                            | 12,600                       | 13                        | 28                                 |
| 9   | Youghiogheny R.     | 1,062                        | 26,300                              | 43,100                        | 1.64                            | 44,700                       | 11                        | 33                                 |
| 10  | Youghiogheny R.     | 1,326                        | 31,500                              | 58,100                        | 1.84                            | 53,500                       | 8                         | 33                                 |
| 11  | Youghiogheny R.     | 1,715                        | 38,200                              | 62,500                        | 1.64                            | 65,000                       | 12                        | 33                                 |
| 12  | Casselman R.        | 382                          | 11,200                              | 19,200                        | 1.71                            | 19,000                       | 10                        | 36                                 |
| 13  | Big Piney Run       | 24.5                         | 1,060                               | 2,260                         | 2.13                            | 1,800                        | 6                         | 27                                 |
| 14  | Laurel Hill Ck.     | 121                          | 4,850                               | 7,400                         | 1.53                            | 8,250                        | 17                        | 37                                 |
| 15  | Green Lick Run      | 3.07                         | 500                                 | 500                           | 1.79                            | 476                          | 8                         | 30                                 |

Average ratio ..... 1.70



If all points plot within the curve limits we may reasonable conclude that the record are acceptably homogeneous. (See fig. 4).

*Computation of median flood ratios for a group of stations.*

There are cases where stations may be too homogeneous as, for example, stations close together on the same stream. In general, if two stations on the same stream do not differ by more than 25 percent in area, the one with the shortest record may be dropped from the list. Where the records do not overlap or are only partly overlapping, the records may be combined to make one long record for the flood-frequency studies.

All stations satisfying the above requirements are grouped for the purpose of computing average recurrence intervals, applicable for the region. For every station, each flood is divided by the mean annual flood. Each flood ratio (column 5 of table 1) is listed for those floods of record (not for the computed values); usually there will be many blank spaces in the listing (column 2 to 7 of table 3). The median ratio, and recurrence interval, for each order number is then determined (columns 8 and 9 of table 3).

TABLE 3  
*Ratios to mean annual flood.*

| Order<br>(m) | Station No. |      |      |      |      |      | *Median<br>ratio | T<br>(Years) |
|--------------|-------------|------|------|------|------|------|------------------|--------------|
|              | 1           | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    |                  |              |
| (1)          | (2)         | (3)  | (4)  | (5)  | (6)  | (7)  | (8)              | (9)          |
| 1            | 5.46        | 4.74 | 4.40 | 2.94 | 3.20 | 3.12 | 4.12             | 38.0         |
| 2            | 2.34        | —    | 1.74 | 2.67 | 2.20 | 3.08 | 2.11             | 19.0         |
| 3            | 2.21        | 1.84 | —    | 2.02 | 2.04 | 2.06 | 1.98             | 12.7         |
| 4            | 2.09        | 1.59 | —    | 1.75 | 1.67 | 1.54 | 1.59             | 9.50         |
| 5            | 1.96        | —    | 1.50 | 1.59 | 1.45 | 1.54 | 1.53             | 7.60         |
| 6            | 1.94        | 1.48 | 1.35 | 1.54 | 1.45 | 1.40 | 1.48             | 6.33         |
| 7            | 1.59        | 1.39 | 1.31 | 1.52 | 1.45 | 1.38 | 1.37             | 5.43         |
| 8            | 1.55        | —    | 1.25 | 1.42 | 1.40 | 1.34 | 1.30             | 4.75         |
| 9            | 1.40        | —    | 1.25 | 1.33 | 1.37 | 1.23 | 1.26             | 4.22         |
| 10           | 1.34        | 1.16 | 1.18 | 1.27 | 1.18 | 1.17 | 1.26             | 3.80         |
| ⋮            | ⋮           | ⋮    | ⋮    | ⋮    | ⋮    | ⋮    | ⋮                | ⋮            |
| 31           | .64         | .67  | .68  | —    | .78  | .68  | .66              | 1.23         |
| 32           | .64         | —    | .66  | .59  | .74  | .67  | .63              | 1.19         |
| 33           | .62         | —    | .64  | .58  | .73  | —    | .61              | 1.15         |
| 34           | .54         | —    | .59  | —    | .69  | —    | .57              | 1.12         |
| 35           | .49         | —    | —    | .56  | .68  | .63  | .53              | 1.09         |
| 36           | .46         | —    | .54  | .55  | .59  | .61  | .51              | 1.06         |
| 37           | .41         | .40  | .49  | .50  | .57  | .53  | .47              | 1.03         |

\*Based on all 15 stations.



### *Composite flood-frequency curve.*

Each median flood ratio is plotted to its corresponding recurrence interval on a frequency chart and an average frequency curve drawn. This curve, showing discharge in ratio to the mean annual flood vs years, is based on all significant discharge records available and may be considered as representing the most likely flood-frequency values for all places in the region. (See figure 5; this curve is based on the 1884-1950 base period, not the 1914-50 base period of table 3).

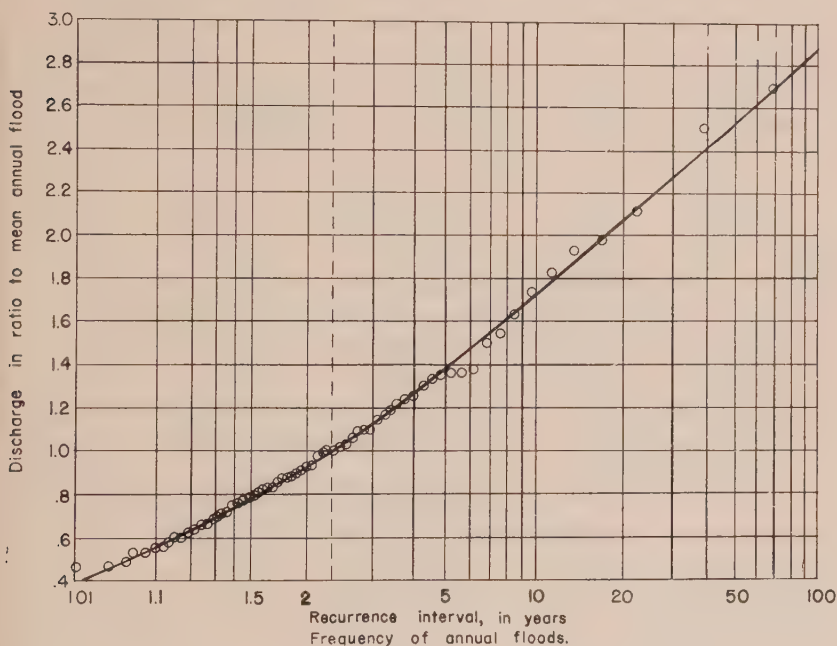


Fig. 5

### *Estimation of mean annual flood.*

It may be assumed that a flood-frequency distribution computed as above may be applied to all streams in the region with drainage areas within the range covered by the stations used in deriving the distribution. In order to apply the flood-frequency distribution to an ungaged area it is necessary to estimate the mean flood for that area. This involves a correlation analysis of the observed mean floods with drainage basin characteristics.

Assuming that the region is hydrologically homogeneous the factors which affect the mean flood are area, topography, shape of the drainage basin, channel storage, and doubtless others. Of these the most important is area, the factor most readily available. Measuring the other factors is more difficult, and unless good topographic maps are available may be impossible. Channel storage undoubtedly has an important effect, but cannot be directly measured.

For practical engineering use, a correlation of mean flood with drainage-area

may suffice. This simple correlation may require more than one curve for the region under study but eliminates tedious and lengthy computations that often may not be practicable. Mean annual flood discharge as ordinate and drainage area as abscissa are plotted, usually to log-log scales. A mean curve is fitted graphically to the points. (See figure 6). The mean annual flood discharge for any stream in the region can be selected from this curve when the size of its drainage area is known.

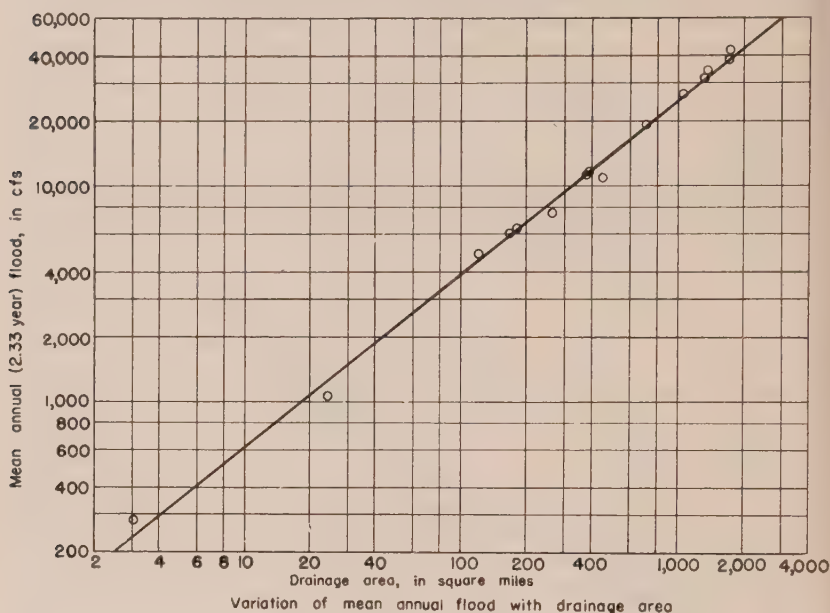


Fig. 6

#### *Definition of a frequency curve.*

To define a flood-frequency curve at any place within the study region, the mean annual flood is found from the curve relating this factor to drainage area (figure 6). The mean annual flood is multiplied by the flood ratios previously computed (figure 5) to obtain the discharge corresponding to a selected frequency. A complete frequency curve can be produced by plotting discharges for several frequencies and drawing the curve they define.

#### *Summary of procedure.*

The step-by-step procedure for determining regional flood frequencies is as follows:

1. Tabulate flood data for all gaging stations in the region having a record of about five years or more. List maximum annual floods only.
2. Select base period for study. Usually this will be the period of the longest records.
3. Adjust all records to base period.

4. Number floods for each station in order of magnitude, numbering the greatest flood 1.
5. Compute recurrence intervals.
6. Plot discharge vs. recurrence intervals and draw frequency curves to get the 2.33 and 10-year floods.
7. Test for homogeneity.
8. Compute ratio of annual floods to mean flood for each year of actual record for homogeneous stations.
9. Determine median flood ratio for each order number, and record corresponding recurrence intervals.
10. Plot median flood ratios vs. recurrence intervals and draw composite frequency curve.
11. Plot mean annual floods v.s drainage areas. Draw curve, or curves to show relation applicable for region.
12. Determine flood frequency for any place in region from curves of items 10 and 11.

#### SIGNIFICANT FEATURES

Significant features of the flood-frequency method described in this paper are:

1. It is concerned with momentary peak discharges.
2. Recurrence intervals are computed by the formula

$$T = (n + 1)/m$$

3. Curves are fitted graphically.
4. The mean annual flood is defined as the flood having a recurrence interval of 2.33 years.
5. A means is provided for computing flood frequencies of natural flow on any stream, gaged or ungaged, in a region.

The U. S. Geological Survey has prepared regional flood frequency reports made in accordance with methods described in this paper for a number of areas; these have been published both as Geological Survey and State Reports. (7) A program now in progress will extend these studies to the entire country, thus providing a means for computing a flood frequency curve on any stream in the United States.

#### REFERENCES

- (1) W. B. LANGBEIN, «Annual Floods and the Partial Duration Series», *Transactions, American Geophysical Union*, Vol. 30, pp. 878-881, 1949.
- (2) R. W. POWELL, «A Simple Method of Estimating Flood Frequencies», *Civil Engineering*, Vol. 13 pp. 105-106, February 1943.
- (3) E. J. GUMBEL, «Floods Estimated by Probability Method», *Engineering News-Record*, pp. 97-101, June 14, 1945.
- (4) M. A. BENSON, «Use of Historical Data in Flood-frequency Analysis», *Transaction, American Geophysical Union*, Vol. 31, pp. 419-424, 1950.
- (5) U. S. Geological Survey, «Floods in Youghiogheny and Kiskiminetas River Basins, Pennsylvania and Maryland, Frequency and Magnitude», Circular 204, 1952.
- (6) M. A. BENSON, «Characteristics of Frequency Curves Based on a Theoretical 1,000-year Record», a manuscript report, U. S. Geological Survey, 1952.
- (7) See items 118-128, p. 169, in Bibliography of paper by Ven Te Chow «Hydrologic Studies of Floods in the United States», published in *Symposia Darcy*, Tome III — Crues, Publication No. 42 of Association Internationale d'Hydrologie, 1956.

# COMMENT CARACTÉRISER LA VARIABILITÉ PÉRIODIQUE D'UN FACTEUR HYDROLOGIQUE

AIMÉ COUTAGNE

*Membre correspondant de l'Académie des Sciences*

## RÉSUMÉ

Etant donné un cours d'eau quelconque, il est malaisé de dire, *a priori*, la durée d'observations continues nécessaire et suffisante pour déterminer, avec un certain degré d'approximation, ses caractéristiques hydrologiques *normales*, c'est-à-dire relatives à une très longue série d'années.

On ne peut, de ce point de vue, que procéder à des évaluations, compte tenu de certaines statistiques d'une durée assez longue, concernant certains bassins fluviaux ou régions climatiques, pour lesquelles on peut, *a posteriori*, calculer les caractéristiques moyennes correspondant à des périodes d'observations *quelconques*, de 5, 10, 20, 50, etc. *années consécutives*, de telles déterminations pouvant servir, par analogie, à d'autres bassins ou régions jugés soumis à des influences climatiques et autres analogues.

Pour illustrer ces remarques, l'auteur étudie l'indice pluviométrique et l'indice d'écoulement de quelques stations typiques.

Le graphique indiquant, *en fonction de la durée des observations*, l'écart maximum et l'écart minimum possibles par rapport à la moyenne des années observées, peut être considéré comme caractérisant ce que l'on peut appeler « la variabilité périodique » du facteur hydrologique considéré, cette notion de *variabilité périodique* étant distincte des notions de *variabilité intrinsèque* et de *variabilité saisonnière*.

Dans le cas, souvent fréquent, d'observations d'une durée manifestement trop courte, on aura utilement recours à certaines corrélations pluviofluviales pour suppléer à l'insuffisance des observations directes dont on dispose.

Etant donné un cours d'eau quelconque, il est malaisé de dire, *a priori*, la durée d'observations continues nécessaire et suffisante pour déterminer, avec un certain degré d'approximation, ses caractéristiques hydrologiques *normales*, c'est-à-dire relatives à une très longue série d'années.

Cette durée dépend de l'amplitude et de l'alternance des fluctuations, plus ou moins complexes, du facteur caractéristique considéré, amplitude et alternance variables d'une région, d'un bassin à l'autre, suivant les conditions climatiques et géographiques locales.

On ne peut procéder, de ce point de vue, qu'à des évaluations, compte tenu de certaines statistiques de longue durée, concernant certains organismes fluviaux, pour lesquels on est en mesure de calculer, *a posteriori*, les caractéristiques moyennes correspondant à des périodes d'observation quelconques de 5, 10, 20, 50... etc. années : de telles évaluations peuvent servir, par analogie, à d'autres organismes (jugés soumis à des influences climatiques et autres, analogues) dotés de statistiques de faible durée.

Quelques exemples typiques illustreront ces quelques considérations élémentaires, en ce qui concerne l'indice pluviométrique et l'indice d'écoulement annuels (H et Q). D'autres facteurs caractéristiques d'un régime hydrologique (étiages, crues, coefficients de variabilité, etc.) peuvent être analysés dans des conditions identiques.

Le problème posé — l'influence des périodes d'observation sur les valeurs caractéristiques hydrologiques — revient à définir d'une manière quelconque — par un graphique synthétique approprié, par exemple — ce que l'on peut appeler « la variabilité périodique » d'un facteur hydrologique, cette notion de variabilité périodique

étant distincte des notions de *variabilité intrinsèque* et de *variabilité saisonnière*, plus communément explicitées par des *indices numériques*, ou par des *graphiques*.

Au même ordre d'idées se rattache la recherche directe des *périodicités*, de leurs nombre, amplitudes et phases, et de la *probabilité de leur existence réelle*. Mais, comme l'a écrit le météorologiste BRAZIER, « *les voies que peut suivre le chercheur de périodes sont jalonnées d'embûches* » et nous ne nous y aventurerons pas, malgré l'intérêt que présente ce problème, pour la résolution duquel, d'ailleurs, nous ne possédons pas de statistiques valables d'une durée assez longue.

I — VARIABILITÉ PÉRIODIQUE DE L'INDICE PLUVIOMÉTRIQUE  
(Précipitations moyennes annuelles)

Nous avons choisi les deux stations suivantes : BOSTON (U. S. A.) et LYON (France).

BOSTON :

En faisant état d'une série d'observations portant sur 36 périodes de cinq années consécutives (pentades), concrétisée par un graphique paru dans « American Geophysical Union Transaction » (Septembre 1940), soit 1750/1754 à 1930/34, on obtient le tableau suivant indiquant, en fonction de la durée de la période, les écarts extrêmes, soit maximum et minimum en pour cent de la moyenne générale des 180 années considérées, soit 42 pouces (H<sub>0</sub>)

| Durée de la période | Valeur extrême de la pluviosité<br>H/H° % |     | Ecart |      |
|---------------------|---|-----|-------|------|
| 5 ans               | 136                                       | 76  | + 36  | — 24 |
| 10 —                | 134                                       | 80  | + 34  | — 20 |
| 20 —                | 128                                       | 83  | + 28  | — 17 |
| 25 —                | 125                                       | 86  | + 25  | — 14 |
| 50 —                | 115                                       | 91  | + 15  | — 9  |
| 100 —               | 107                                       | 96  | + 7   | — 4  |
| 180 —               | 100                                       | 100 | 0     | 0    |

Le graphique ci-joint traduit ce tableau (Fig. 1). Il peut être considéré comme caractérisant la *variabilité périodique* de l'indice pluviométrique annuel de la station

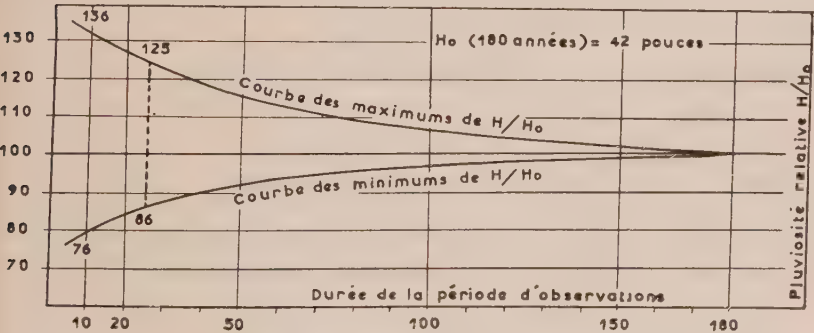


Fig. 1



Une durée d'observation de 25 années consécutives *quelconques*, incluse dans la période totale de 180 années, aurait conduit à une erreur maximum possible de  $+ 25 \%$  à  $- 14 \%$ .

Une période de 100 années semble nécessaire pour connaître la moyenne à  $\pm 5 \%$ .

La variabilité périodique est ici particulièrement grande, beaucoup plus élevée notamment que celle que l'on peut constater en France et les pays limitrophes, d'après les observations des 100 dernières années.

**LYON** : (Observatoire de Saint-Genis-Laval, Rhône) —  $H_0 = 726$  — valeur médiane 714 mm.

Pour la période centenaire 1851-1950 (les premières années de la série résultent de certaines interpolations, notamment de la co-variation pluviale Lyon-Genève), on obtient le tableau suivant établi comme ci-dessus :

| <i>Durée</i> | <i>Valeurs extrêmes</i> |      | <i>Ecart</i> |       |                |
|--------------|-------------------------|------|--------------|-------|----------------|
| 1 an         | 158                     | 54   | + 58         | — 46  | (1872 et 1921) |
| 5 ans        | 118                     | 86   | + 18         | — 14  |                |
| 10 —         | 109                     | 90   | + 9          | — 10  |                |
| 20 —         | 107                     | 94   | + 7          | — 6   |                |
| 30 —         | 104                     | 98   | + 4          | — 2   |                |
| 50 —         | 101,2                   | 98,8 | + 1,2        | — 1,2 |                |
| 100 —        | 100                     | 100  | 0            | 0     |                |

Notons que la distribution est à peu de chose gaussienne et se traduit par la formule  $\frac{H}{H_0} = 1 + \frac{Z}{3,75}$ , et que les écarts caractéristiques sont : *moyen* 14,94 %, *type* 18,89 %, *probable* 12,74 %. Située en dehors de la ville, la station est bonne, et les conditions d'observations ne semblent pas avoir changé depuis sa fondation, et ne pas avoir été influencées, notamment, par des variations de microclimat dues souvent à l'extension de l'urbanisme au voisinage de certaines villes.

Une durée de 25 années d'observations apparaît, dans cette station, comme suffisante pour connaître à  $\pm 5 \%$  les précipitations annuelles normales. Les précipitations de 1901-1950 ont dépassé légèrement de 2,4 % celles de la période 1851-1900.

Des conclusions analogues peuvent être déduites des observations des 100 années 1851-1950 relatives à d'autres stations françaises.

Voici quelques données plus succinctes concernant **POUILLY-en-AUXOIS** (bassin de la Seine), **VERSAILLES**, **CAHORS** (Aquitaine), et également **FRANCFORT-sur-le-MAIN** (Allemagne) et **MILAN** (Italie) :

**POUILLY-en-AUXOIS**  $H_0$  (1851-1950) = 786 m/m Ecart moyen 13,70 %

1851-1900 —  $H/H_0 = 98,3 \%$     1901-1950 —  $H/H_0 = 101,7 \%$  ( $\pm 1,7$ )  
 décades extrêmes : 89,2 et 113,8 %  
 pentades extrêmes : 77 et 119 %  
 années : 62 et 165 % (1949 et 1910)

**VERSAILLES**  $H_0$  (1851-1950) = 598 m/m Ecart moyen 13,52 %

1851-1900 —  $H/H_0 = 97,8 \%$     1901-1950 —  $H/H_0 = 102,2 \%$  ( $\pm 2,2$ )  
 décades extrêmes : 92,6 et 110,9 %  
 pentades extrêmes : 87 et 119 %  
 années extrêmes : 42 et 137 % (1921 et 1939)

## CAHORS

Ho (1851-1950) = 780 m/m Ecart moyen 13,70 %  
1851-1950 — H/Ho = 95,7 % 1901-1950 — H/Ho = 104,3 % ( $\pm 4,3$ )  
décades extrêmes : 85,6 et 115,3 %  
pentades extrêmes : 83 et 119 %  
années extrêmes : 70 et 143 % (1861 et 1910)

FRANKFORT-sur-le-MAIN Ho (1851-1950) = 628 m/m Ecart moyen 15,56 %

1851-1900 — H/Ho = 97,5 % 1901-1950 — H/Ho = 102,5 % ( $\pm 2,5$ )  
décades extrêmes : 87,5 et 114,4 %  
pentades extrêmes : 84 et 119 %  
années extrêmes : 57 et 150 % (1921 et 1882)

En ce qui concerne MILAN, les deux périodes 1764-1823 (60 ans) et 1851-1900 (50 ans) conduisent à des valeurs moyennes, et à des maximums et minimums très voisins :

|         |             |           |             |
|---------|-------------|-----------|-------------|
| 1764-73 | 935 m/m     | 1851-60   | 1062 m/m    |
| 1774-83 | 866 —       | 1861-70   | 917 —       |
| 1784-93 | 992 —       | 1871-80   | 999 —       |
| 1794-03 | 972 —       | 1881-90   | 1079 —      |
| 1804-13 | 1033 —      | 1891-1900 | 1048        |
| 1814-23 | 1224        |           |             |
| <hr/>   |             | <hr/>     |             |
| moyenne | 1003        | moyenne   | 1021        |
| maximum | 1596 (1814) | maximum   | 1572 (1872) |
| minimum | 649 (1817)  | minimum   | 640 (1871)  |

Valeurs extrêmes décennales : 866 et 1224 m/m.

## II — VARIABILITÉ PÉRIODIQUE DE L'INDICE D'ÉCOULEMENT (Débit moyen annuel)

Nous donnons un aperçu succinct de cette variabilité pour quatre types de cours d'eau aux caractéristiques générales différentes.

### 1° La LOIRE à MONTJEAN (bassin total)

Régime pluvial des régions tempérées, à précipitations moyennes de l'ordre de 750 m/m, celles de l'été dépassant de peu (10 à 15 %) celles de l'hiver. — Bassin de moyenne étendue (100.000 Km<sup>2</sup> environ).

### 2° Le RHIN à BALE

Régime nivoglacière, précipitations moyennes abondantes, de l'ordre de 1400 m/m.

### 3° Le MISSISSIPI à VICKBURG

Régime pluvial complexe à prédominance pluvio-nivale. — Bassin très étendu drainant des régions climatiques et géographiques assez disparates entre lesquelles se manifestent certaines compensations pluviales et fluviales régulatrices du débit annuel.

### 4° Le NIL à ASSOUAN

Régimes pluviaux tropical et équatorial combinés.

## La LOIRE à MONTJEAN (108.000 Km²)

Nous faisons état d'une statistique établie dernièrement par M. GIBERT, Ingénieur en chef des Ponts-et-Chaussées à Nantes. Elle porte sur la période de 70 ans (1880-1949)

Débit moyen 843,4 m³ (indice d'écoulement 244 m/m)

Précipitation moyenne 754 m/m (estimation approchée)

Déficit d'écoulement 510 m/m. On notera incidemment que ce déficit pour les quatre grands fleuves français (Loire, Seine, Garonne, Rhône) est à peu de chose près le même (500 à 550 m/m).

Variabilité intrinsèque du débit annuel. Elle s'exprime, soit par la loi de Gauss :  $Q = 843 (1 + Z/1.95)$  soit de préférence par la formule de Galton :  $\log Q/772 = Z/4.51$  (772 étant le débit médian).

Les débits moyens successifs pour les sept décades constituant la série sont :

|           |          |                   |
|-----------|----------|-------------------|
| 1880-1889 | 792,5 m³ | } moyenne 700 m³  |
| 1890-1899 | 621,8 —  |                   |
| 1900-1909 | 677,6 —  |                   |
| 1910-1919 | 1114,7 — | } moyenne 1030 m³ |
| 1920-1929 | 863,3 —  |                   |
| 1930-1939 | 1111,3 — |                   |
| 1940-1949 | 723,0    |                   |

On peut déduire de ces données qu'une période d'observations de 30 années consécutive est insuffisante pour déterminer, avec une approximation satisfaisante, le débit moyen d'un tel cours d'eau. Le rapport des débits des 30 années 1910-1939 au débit des 30 premières années est de 1,47.

Les hydraulicités extrêmes ont été en %, par rapport à l'hydraulicité moyenne égale à 100 :

|   |                            |                   |                    |
|---|----------------------------|-------------------|--------------------|
| — | Pour une période de 1 an : | minimum 34 (1949) | maximum 242 (1910) |
| — | » » 10 » :                 | minimum 74        | maximum 132        |
| — | » » 30 » :                 | minimum 83        | maximum 122        |

La variabilité périodique du débit des bassins à régime pluvial est, en général, d'autant plus supérieure à celle des précipitations correspondantes, que ces dernières sont plus faibles. Dans la formule de corrélation pluvio-fluviale

$$\frac{Q}{Q_0} - 1 = \lambda \left( \frac{H}{H_0} - 1 \right)$$

le coefficient  $\lambda$  croît avec la faiblesse des précipitations. Une valeur de ce coefficient voisine de 1 — et à fortiori inférieure — dénote un bassin à forte rétention interannuelle ou à précipitations abondantes.

## Le RHIN à BALE (36.000 Km²)

Période d'observations 138 ans (1808-1945)

Débit moyen 1027 m³ (indice d'écoulement 900 m/m)

La distribution statistique est sensiblement gaussienne, et la

Variabilité intrinsèque relativement faible :  $Q/Q_0 - 1 = Z/4.48$ . Il en résulte une variabilité périodique également faible comme le montre le tableau suivant donnant les valeurs extrêmes de l'hydraulicité exprimée en % du débit moyen des 138 années.

| Période | 1 an | 139 | 58 | Ecarts | + 39 | — 42 | (1910 et 1921) |
|---------|------|-----|----|--------|------|------|----------------|
| —       | 5 —  | 114 | 84 | —      | + 14 | — 16 |                |
| —       | 10 — | 109 | 87 | —      | + 9  | — 13 |                |
| —       | 20 — | 106 | 91 | —      | + 6  | — 9  |                |
| —       | 30 — | 104 | 96 | —      | + 4  | — 4  |                |

Une période d'observation de 30 ans consécutifs est donc suffisante pour donner le débit moyen avec un écart maximum de  $\pm 4\%$ . Dans les mêmes conditions, cet écart pour la Loire était de  $\pm 20\%$ .

Cette différence est due, d'une part à la pluviosité plus grande du bassin du Rhin par rapport à celle du bassin de la Loire, et également à l'influence de sa rétention nivale et glaciaire.

### Le MISSISSIPI à VICKBURG

Avec des précipitations moyennes du même ordre que celles du bassin de la Loire, le bassin du Mississippi, étant donné son étendue et la variété des bassins élémentaires qui le constituent, jouit d'un débit annuel beaucoup moins variable, périodiquement.

#### LE MISSISSIPI (1817-1941)

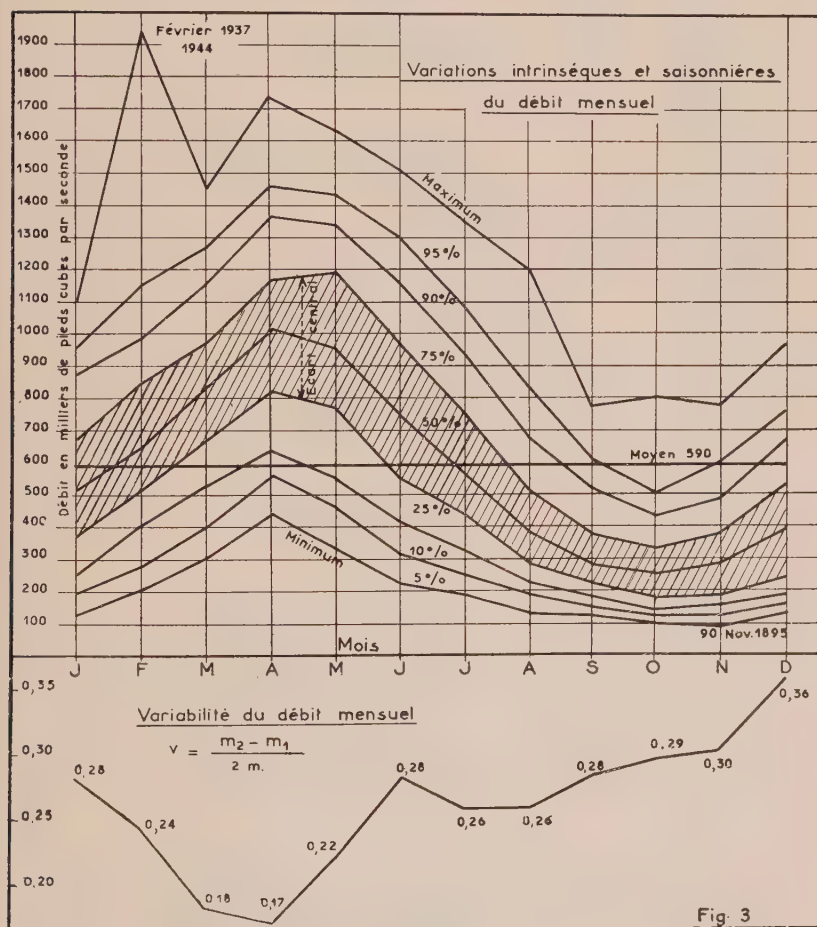


Fig. 3





Une période d'observation de 50 ans consécutifs donne le débit avec un écart maximum de  $\pm 5\%$ .

On peut caractériser le régime de ce fleuve comme il suit, d'après les données qui nous ont été communiquées en 1947 par le regretté Ing. WING, du Bureau of Reclamations des U. S. A.

|                         |   |
|-------------------------|---|
| Bassin versant          | 1.144.500 milles carrés, soit 2.962.000 Km <sup>2</sup> |
| Période d'observation   | 125 ans (1817-1941)                                     |
| Débit moyen             | 590.000 pieds-cubes — Indice d'écoulement 178 mm        |
| Précipitations moyennes | 764 m/m — Déficit d'écoulement 586 m/m                  |
| Quotient d'écoulement   | 0,233   |

Variabilité intrinsèque :

Débit annuel l'écart probable 14,25 % d'où la formule  $Q/Q_0 - 1 = Z/3,35$ .

Débit mensuel (tous mois) : la variabilité s'exprime fidèlement par la formule  $\log Q/\mu = Z/2,23$  avec  $\mu$  = débit médian = 525.000.

#### Le MISSISSIPPI - Variabilité périodique du débit annuel (1817-1941)

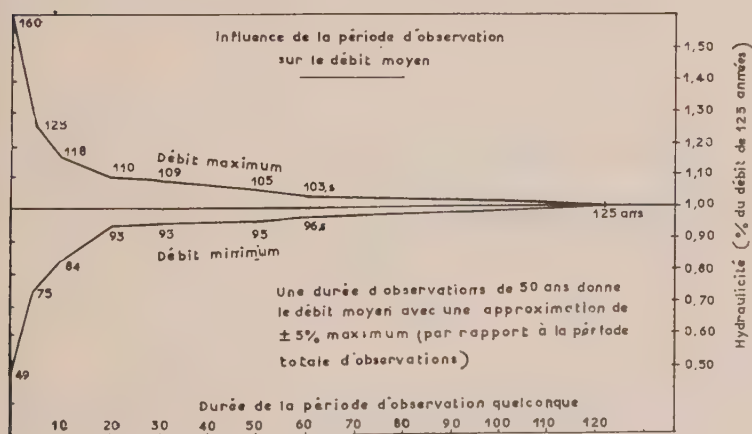
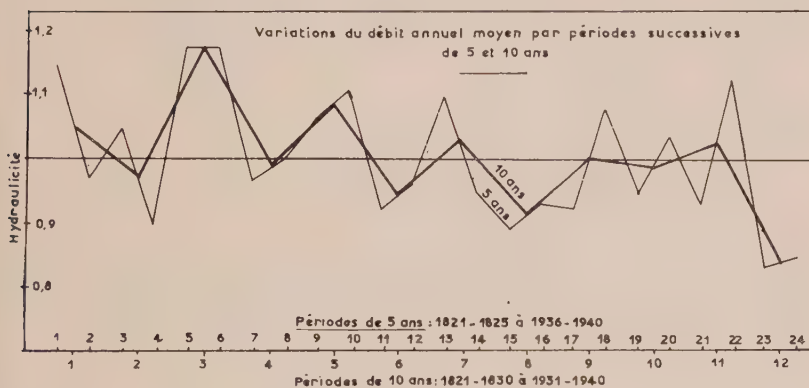


Fig. 4

*Variabilités intrinsèque et saisonnière combinées.* Le tableau (2) et les figures (3) caractérisent, de ce point de vue, le régime du fleuve. Nous avons exprimé la variabilité de chaque débit mensuel par le rapport  $v = \frac{m_2 - m_1}{2m}$  (demi écart central divisé par le débit moyen). Elle est minimum en mars en avril (0,18 — 0,17) pendant la fusion nivale printanière, et maximum en décembre (0,36).

*Variabilité saisonnière de l'année moyenne.* Elle se caractérise par les 12 coefficients mensuels de débit, soit de janvier à décembre : 0,91 - 1,40 - 1,16 - 1,70 (mars) - 1,63 - 1,30 - 1,03 - 0,73 - 0,52 - 0,45 (octobre) 0,50 et 0,68 et synthétiquement par l'écart moyen, soit  $4,42/12 = 0,37$ .

*Variabilité périodique.* Elle est illustrée par les graphiques de la figure (4).

Le premier indique les variations par périodes successives de 5 et 10 ans, et montre la tendance à la baisse manifestée au cours des 125 années, tendance constatée aux Etats-Unis dans la plupart des régions (Columbia River, Sierra-Névada, par exemple).

Le second donne le débit maximum et le débit minimum (Hydraulicité) en fonction de la durée d'observation. Il traduit le tableau numérique suivant :

| Période | 1 an  | 160  | 49 | Ecarts | + 60  | — 51 |
|---------|-------|------|----|--------|-------|------|
| — 5 ans | 125   | 75   | —  | + 25   | — 25  |      |
| — 10 —  | 118   | 84   | —  | + 18   | — 16  |      |
| — 20 —  | 110   | 94   | —  | + 10   | — 6   |      |
| — 30 —  | 109   | 95   | —  | + 9    | — 5   |      |
| — 50 —  | 105   | 95   | —  | + 5    | — 5   |      |
| — 60 —  | 103,5 | 96,5 | —  | + 3,5  | — 3,5 |      |
| — 125 — | 100   | 100  | —  | 0      | 0     |      |

Notons comme plus grandes crues : celle de 1927 (55.000 m<sup>3</sup> d'après Pardé) et celle de février 1939 (65.000 m<sup>3</sup> d'après Gumbel).

## Le NIL à ASSOUAN

Les fluctuations du niveau et du débit du Nil dans la Basse Egypte ont suscité de nombreuses études, dont certaines, remontant à plusieurs siècles en arrière, font état d'une certaine périodicité dominante de 125 à 150 ans.

Quel est le débit moyen de ce fleuve correspondant à un très grand nombre d'années ?

Nous nous contenterons ici d'analyser brièvement une statistique relative à la période 1871-1930 que nous admettons valable, c'est-à-dire homogène (voir la dernière remarque que nous formulons à la fin de notre exposé).

On en déduit le graphique (5) ci-joint et les conclusions générales suivantes. Les débits sont exprimés en milliards de m<sup>3</sup> par an :

|             |     |           |                              |
|-------------|-----|-----------|------------------------------|
| 1871-1930 : | 92  | milliards | (hydraulicité de base = 100) |
| 1871-1900 : | 109 | »         | (hydraulicité 113)           |
| 1901-1930 : | 82  | »         | (hydraulicité 87)            |

Pour les six décades successives, les hydraulicités ont été : 119,4 - 105,7 - 115,2 - 89,9 - 84,7 et 85,1.

On peut ainsi discerner deux périodes successives nettement différenciées de 30 ans, le débit de la première ayant dépassé de 30 % environ celui de la seconde, et la variabilité périodique est caractérisée par le tableau suivant :

| Période | Valeurs extrêmes de l'Hydraulicité |    | Ecart |      |
|---------|------------------------------------|----|-------|------|
| 1 an    | 144                                | 47 | + 44  | — 53 |
| 5 ans   | 129                                | 73 | + 29  | — 27 |
| 10 —    | 119                                | 85 | + 19  | — 15 |
| 20 —    | 117                                | 85 | + 17  | — 15 |
| 30 —    | 113                                | 87 | + 13  | — 13 |
| 40 —    | 107                                | 94 | + 7   | — 6  |
| 50 —    | 105                                | 96 | + 5   | — 5  |

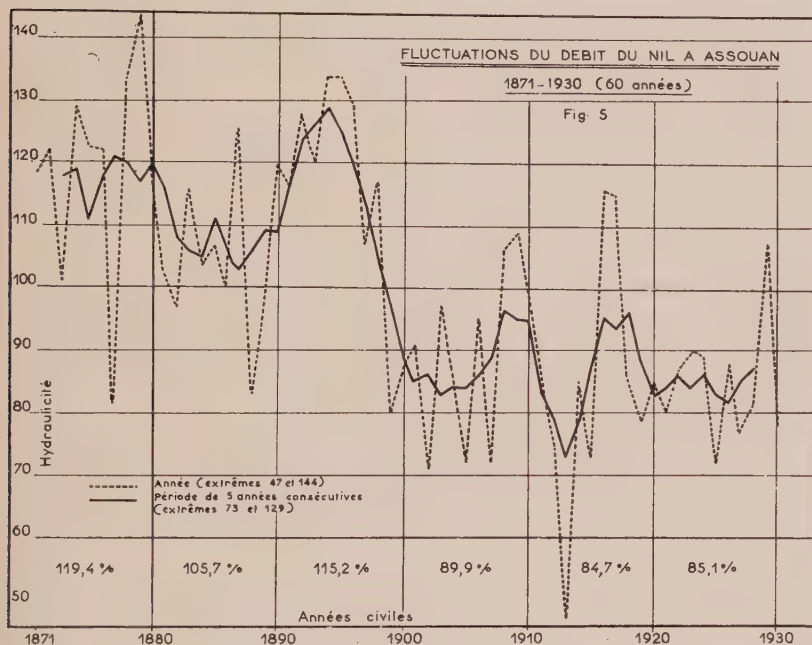


Fig. 5

Notons également qu'une ancienne estimation, formulée par Pietsch en 1911 et rapportée par de Martonne, indiquait 90 milliards après le confluent de l'Atbara, et 72 milliards à Assouan. La période n'est pas indiquée.

Pour la période 1912-1936, le débit constaté a été de 90 milliards au dit confluent, et de 82 milliards à Assouan, ces 90 milliards se répartissant ainsi 55 % Nil Bleu, 15 % Nil Blanc, 15 % Sobat et 15 % Atbara.

Une statistique de plus de 60 ans serait, à notre avis, nécessaire pour chiffrer le débit moyen d'une très longue période. Une période aussi abondante que 1871-1900 est-elle exceptionnelle ou peut-elle se produire à intervalles périodiques plus ou moins réguliers ? En d'autres termes, les 60 années considérées constituent-elles « un échantillonnage » valable en l'occurrence ?

Quoi qu'il en soit, la variabilité intrinsèque correspondant à cette période, supposée gaussienne, s'exprime par la formule  $Q/Q_0 - 1 = Z/2,9$  qui donne, comme hydraulicités extrêmes annuelles — en cent ans — respectivement 151,7 et 41,6 (hydraulicités observées pendant 60 ans : 139 et 45,6).

Nous terminons notre exposé en formulant quelques remarques et conclusions générales.

1. La valeur moyenne d'un variable aléatoire  $X$  peut être définie par la limite vers laquelle tend  $\frac{X_1 + X_2 + \dots + X_n}{n}$  quand  $n$  tend vers l'infini.

La valeur approchée, déduite d'un nombre fini de valeurs individuelles successives ( $p$ ), souvent assez faible, sera d'autant plus exacte que ( $p$ ) sera plus grand, à la condition que ( $p$ ) soit suffisamment grand.

En effet, le débit annuel d'un cours d'eau, par exemple, influencé par certaines périodicités, n'est pas, strictement parlant, une variable aléatoire, bien que dans la plupart des cas on puisse, en pratique, le considérer comme tel.

Supposons un régime hydraulique constitué par des périodes, alternant régulièrement, de 25 années sèches et 25 années humides, nettement différenciées : le débit moyen de 50 années consécutives sera plus exact que le débit moyen de 75 années consécutives (\*).

2. Nous estimons que dans la plupart des cas — si l'on excepte les régions arides ou semi-arides, une durée d'observation de 50 ans est suffisante pour évaluer le débit moyen avec une précision de  $\pm 5\%$ .

3. La variabilité *périodique* est plus ou moins en corrélation avec la variabilité *intrinsèque*, c'est-à-dire d'autant plus grande que le facteur ( $K$ ) de la formule gaussienne  $X/X^0 - 1 = Z/K$  est plus petit. Ainsi le débit du Rhin ( $K = 4,48$ ) est moins variable périodiquement que celui de la Loire ( $K = 1,95$ ) et exige, par conséquent, moins d'années d'observations pour être suffisamment connu.

Mais cette règle n'est, évidemment, que très approximative.

4. Quand la période d'observation est manifestement trop courte pour déterminer la valeur moyenne d'un facteur hydrologique, on utilisera avantageusement certaines corrélations ou covariations (interfluviales, interpluviales, pluvio-fluviales, par exemple) déduite d'une courte période d'observation, pour remédier à l'insuffisance des observations concernant une station, à partir des données d'une autre station dotée d'une série d'observations de plus longue durée.

Ainsi par exemple la corrélation pluvio-fluviale pour la Delaware River, calculée sur 14 ans (1921-1934) est assez forte (coefficient de corrélation 0,95) pour qu'on puisse, d'après les précipitations observées pendant 100 ans, en déduire le débit moyen correspondant à ces 100 années, alors même que les débits annuels n'auraient été directement observés que pendant 14 ans.

Compte tenu de la corrélation entre les débits de la Seine observés quelques années seulement et les précipitations correspondantes de son bassin, on peut également déduire le débit moyen le plus probable, c'est-à-dire relatif à une période considérablement plus longue d'après les précipitations de cette période.

Les fluctuations de deux cours d'eau appartenant à une même région climatique sont assez parallèles pour qu'on puisse, grâce à l'usage de la covariation résultant des années communes d'observation, déduire des débits de l'un d'eux, observés pendant ( $n$ ) années, les débits de l'autre observés pendant ( $p$ ) années ( $p$  étant plus petit que  $n$ ) seulement.

La méthode que nous avons eu souvent l'occasion de mentionner et d'utiliser, permet également de vérifier l'exactitude de certaines statistiques.

(\*) La grandeur « *température mensuelle* ou journalière », conditionnée par la périodicité annuelle n'est pas une variable aléatoire. Sa courbe de probabilité présente deux maximums.

5. Les statistiques, établies sur des périodes d'observation différentes, ne donnent pas des résultats comparables, du point de vue des *données caractérisant* un régime pluviométrique, un régime fluvial.

Il y aurait intérêt à choisir — une fois pour toutes — pour telle ou telle région climatiquement homogène, *une période de référence* judicieusement choisie comme représentative de conditions moyennes hydrométéorologiques. Les valeurs caractéristiques d'une telle période constitueraient les valeurs dites normales, auxquelles on se référerait pour chiffrer les valeurs individuelles de telle ou telle année antérieure ou postérieure.

Pour la France considérée dans son ensemble, d'après certains sondages que nous avons effectués, la période 1890-1940 — pour laquelle notre Météorologie Nationale a établi une carte pluviométrique — nous semble satisfaire ces desiderata : ses caractéristiques pluviales et fluviales générales doivent être assez voisines de celle de la période centenaire 1851-1950.

Les périodes que l'on peut considérer comme sèches ou humides diffèrent suivant les régions, les continents.

Citons par exemple que, pour la période centenaire 1850-1950, la décade la plus pluvieuse a été à Lyon, 1931-1940 (pluviosité 107,6), et c'est aussi la période au débit le plus abondant pour le Rhin à Bâle (hydraulicité 106,7); cette période a été, par contre, la plus sèche pour le Mississipi (hydraulicité 84).

Il se produit dans le monde, interrégionalement et intercontinentalement, un certain équilibre pluvial, le total des pluies pour l'ensemble du globe — (égal au total des évaporations variant peu, la température étant peu variable — de l'ordre de 14°, d'après certains auteurs) — étant relativement constant.

Toutes les fois qu'on fait état d'un facteur caractéristique quelconque, il est recommandé d'*indiquer à quelle période d'observation il se rapporte*.

6. La variabilité périodique d'un facteur hydrologique déduite d'une statistique de longue durée — comportant des années plus ou moins anciennes — *peut ne pas être réelle et imputable à des observations non comparables*, non homogènes, et ne pas traduire fidèlement les *variations climatiques et hydrauliques naturelles proprement dites*. L'homme, en l'utilisant, en l'asservissant, modifie la Nature.

Le développement de l'urbanisme perturbant le micro climat d'une station pluviométrique située trop près d'une agglomération, l'utilisation urbaine, industrielle, agricole des eaux de plus en plus accrue, les changements intervenant dans les caractéristiques physiques et culturelles des bassins hydrographiques (irrigations, déboisements, érosion, création de grandes retenues d'eau, etc.), les modifications apportées *aux lieux, aux appareils, aux modalités* d'observation, les qualités techniques et professionnelles différentes des observateurs successifs, autant de causes *non fortuites* qui contribuent à rendre certaines données expérimentales actuelles imparfaitement comparables — naturellement parlant avec des données anciennes remontant à 50, 100... années en arrière.

De ce fait sont souvent incertaines bien des statistiques que les statisticiens actuels exploitent, et les conclusions qu'on en peut tirer, notamment en ce qui concerne les variations périodiques de tel ou tel facteur caractéristique d'un régime pluvial ou fluvial, même le plus élémentaire comme l'*indice pluviométrique* et l'*indice d'écoulement* annuels.



# MEMOIRE SUR L'ELABORATION STATISTIQUE DES DONNEES HYDRAULIQUES

Prof. G. SUPINO

## RÉSUMÉ

L'auteur démontre l'identité des procédés de M. GIBRAT et M. SLADE pour la détermination statistique des probabilités des pluies, des hauteurs d'eau et des débits. Il montre aussi l'avantage de fixer graphiquement la courbe de Gibrat au lieu d'adopter la méthode des moments. Enfin il est suggéré d'évaluer les écarts entre la courbe calculée et les fréquences expérimentales pour mieux connaître l'approximation qu'on peut obtenir.

1. — Lorsqu'on considère les débits ou les hauteurs d'eau sur une certaine section fluviale, ou bien la pluie tombée en une certaine localité on a souvent recours à des données statistiques pour l'étude des événements passés et pour la prévision des futurs : ces données diffèrent souvent entre-elles seulement en apparence.

Dans le mémoire présenté nous voulons nous rapporter surtout aux procédés de Gibrat et de Slade qui résultent identiques entre eux : on suggère par conséquent une évaluation des écarts constatés sur la courbe prévue afin de tenir compte des relations plus ou moins étroites des données statistiques de la courbe même.

2. — Considérons par exemple les débits. Les méthodes statistiques sont toutes basées sur la considération fondamentale suivante.

Supposons d'avoir effectué, par intervalles de temps réguliers,  $n$  mesures des débits sur une section : ces mesures s'écarteront de la valeur moyenne en raison des différentes conditions qui se présentent pendant chaque mesure. Cependant les causes voisines ou lointaines qui donnent origine aux débits sont tellement nombreuses et variées qu'on doit les considérer des erreurs élémentaires. La comparaison avec la théorie des erreurs d'observation est donc spontanée; pour compléter cette analogie on doit donc admettre que :

1) — la *vraie valeur* moyenne de tous les événements possibles soit une constante, non soumise à des variations pour des changements climatiques (vérifiés, naturellement, pendant la période des observations);

2) — chaque événement soit indépendant des précédents et de ceux qui suivront;

3) — les différentes causes infinitésimales pouvant avoir une influence sur le phénomène aient un effet proportionnel à leur intensité.

Par ces hypothèses remarquablement différentes (surtout la troisième) de celles qui ont conduit à la courbe de Gauss, on obtient une *courbe de probabilité* du type :

$$(1) \quad y = \frac{1}{\sqrt{\pi}} e^{-[a \lg(q - q_0) + b]^2} \frac{a}{2,303 (q - q_0)}$$

De cette courbe on peut déduire par l'intégration la *courbe de répartition* (c'est-à-dire la courbe qui donne la probabilité d'une valeur non supérieure à  $q$ ) :

$$(2) \quad \Phi(q) = \frac{a}{\sqrt{\pi}} \int_{q_0}^q \frac{e^{-[a \lg(q - q_0) + b]^2} dq}{2,3 (q - q_0)}$$

Si l'on pose :

$$(3) \quad z = a \lg (q - q_0) + b$$

on obtient :

$$(4) \quad \Phi(q) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-\infty}^{z(q)} e^{-z^2} dz = \frac{1}{2} \left\{ 1 \pm \Theta [z(q)] \right\}$$

où  $z$  représente la courbe de la probabilité :

$$\Theta(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^z e^{-z^2} dz.$$

La transformation (3) est connue comme un cas particulier de la transformation de Edgeworth et Kapteyn. Le calcul de  $\Phi$  peut être effectué facilement par l'emploi des tables déjà calculées. La courbe (1) a été suggérée dans le domaine de l'hydraulique par Gibrat (1).

3. — L'interprétation précédente nous porte à donner une signification théorique à la courbe de probabilité obtenue. En admettant les conditions 1, 2 et 3 la courbe de probabilité est certainement représentée par une équation du type (1) et les recherches statistiques relatives au débit sur une certaine section d'un cours d'eau sont effectuées seulement dans le but de déterminer dans (1) les coefficients  $a$ ,  $b$ ,  $q_0$ ; ces coefficients une fois connus et la courbe de probabilité étant ainsi fixée, on peut connaître aussi la valeur probable de l'écart entre la probabilité et la fréquence (dont la connaissance du reste a un intérêt limité par le fait que cet écart peut-être évalué théoriquement).

La seule difficulté qui reste, si on accepte cet ordre d'idées, résulte du fait que les coefficients  $a$ ,  $b$  et  $q_0$  sont déterminés statistiquement; si les mesures effectuées sont très nombreuses il est aussi très probable que ces trois coefficients diffèrent assez peu des coefficients réels, mais on ne peut dire davantage.

Cependant nous ne sommes pas trop certains que l'on puisse attribuer à la courbe (1) une signification théorique; certaines autres fois dans le calcul de la probabilité et de la statistique on a pu conseiller, par des considérations théoriques, des courbes spéciales qui, par la suite, une fois soumises à la critique ont conservé seulement un caractère empirique; il suffit de rappeler à ce propos les courbes conseillées par Pearson (2). Si les courbes (1) ont seulement le sens de courbes empiriques, deux observations se présentent alors spontanément :

1) — on pourra indiquer d'autres courbes même ayant une allure légèrement différente, celles-ci cependant dans leur ensemble pouvant satisfaire convenablement au problème statistique posé;

2) — à chaque courbe adoptée il conviendra d'associer l'écart de la fréquence constaté par l'expérience : vu que nous ne pouvons pas être sûrs que la probabilité soit restée constante pour toutes les épreuves, il peut arriver, comme dans les schémas d'extraction dans des urnes dus à Poisson et à Lexis, que la distribution choisie, en se basant sur l'hypothèse d'une probabilité invariée dans le temps, donne lieu à des

(1) R. GIBRAT — *Revue Générale de l'Electricité* — 15 et 22 octobre 1932.

(2) Voir : K. PEARSON — *Skew variations in homogeneous Material* — *Philosophical Transactions of the royal Society* — 1895; CZUBER — *Wahrscheinlichkeitsrechnung* — Leipzig 1908-1910 et VINCI — *Manuale di Statistica*, Bologna, 1934 — Vol. II — pp. 85-93.

dispersions ultra-normales ou sous-normales; une indication sur la valeur de la dispersion est donc utile.

Cette dernière observation a été faite (peut-être pour la première fois) dans notre livre sur les Réseaux hydrauliques <sup>(3)</sup> et a été appliquée par M. Rossetti à l'étude du débit de crue de certains cours d'eau débouchant sur le littoral de la Romagne et des Marches <sup>(4)</sup>.

4. — En se basant sur la première des observations précédentes on doit s'attendre que, outre les courbes de fréquence déjà mentionnées, plusieurs autres courbes de forme un peu différente puissent être envisagées. En effet outre les courbes (I) (dites de Gibrat) on doit en rappeler des autres; celles-ci du point de vue de la conception, peuvent être groupées selon trois types divers :

1) — les courbes complètement empiriques (dont les plus importantes sont celles de Fuller);

2) — les courbes du type Pearson (dont les plus importantes sont celles de Foster);

3) — les courbes qui utilisent la transformation de Edgeworth et Katpeyn (les plus importants sont celles de Gibrat).

Une autre distinction doit être faite entre les différents auteurs selon qu'ils utilisent seulement la valeur du débit maximum pour chaque année d'observation, ou bien la valeur du débit maximum mensuel ou enfin celle du débit journalier. Selon ce que nous avons déjà observé en 1934 <sup>(5)</sup> le critère le plus correct est ce dernier: ainsi même pendant un nombre limité d'années (par ex. 10 ans) on a un nombre de données suffisantes pour faire une statistique : par contre on ne peut pas prétendre d'avoir un résultat dans ce domaine avec 20 ou 30 données seulement (et pour obtenir 30 données avec les débits maximums annuels, 30 ans se rendent nécessaires).

Par conséquent une fois une section fluviale fixée on pourra relever chaque jour sur celle-ci le *débit journalier* (c'est-à-dire le débit *moyen* d'une journée entière de 24 heures).

Subdivisions les valeurs obtenues selon des classes : par ex. en considérant des intervalles de  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  pour un cours d'eau d'un débit moyen et de 50 à  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  pour les cours d'eau plus importants.

La subdivision des fréquences n'a pas toujours été faite sur des intervalles constants : le choix de l'ampleur des intervalles mêmes dépend soit des données disponibles soit de l'importance de certaines valeurs.

La considération des fréquences selon la façon ci-dessus indiquée permet de tracer à présent un diagramme (à sa limite, selon des intervalles très petits, une courbe) de *fréquence*.

De ceux-ci on peut déduire un *diagramme* (ou bien une *courbe*) de durée, en rappelant que la courbe de durée  $D(q)$  représente le nombre des jours de la période considérée pour lesquels le débit trouvé n'a pas été mineur de  $q$ . La courbe de durée représente donc l'intégrale de la courbe de la fréquence correspondante, intégrale effectuée en partant du débit maximum et en poursuivant vers les débits inférieurs.

Lorsqu'une courbe de durée a été obtenue en régularisant les données expérimentales, celle-ci représente (à part les écarts) la probabilité multipliée par l'intervalle de temps considéré, lorsque dans l'intervalle même le débit n'est pas inférieur à  $q$ .

<sup>(3)</sup> Voir : « Le Reti Idrauliche » — Bologna — Zanichelli 1938 pages 101-104.

<sup>(4)</sup> Dr. Ing. Mario ROSSETTI — Le portate di piena in alcune sezioni fluviali del compartimento — « Annali Idrologici » 1950 della Sezione Idrografica di Bologna.

<sup>(5)</sup> G. SUPINO — Probabilità e statistica nella previsione delle portate e delle piogge. *Bollettino del Sindacato Provinciale Ingegneri di Bologna* — Maggio-Giugno 1934.

Lorsqu'on trace la courbe en partant du débit minimum (c'est-à-dire en considérant le nombre de jours où le débit n'a pas été majeur de  $q$ ) la courbe obtenue est définie comme courbe des compléments de la durée.

Les fréquences et les durées peuvent être rapportées, ce qui est notoire, aussi bien aux débits qu'aux hauteurs hydrométriques et aux pluies. Le procédé ne subit aucune variation.

5. — Par la suite on prendra en considération seulement les courbes de probabilité obtenues au moyen de la transformation de Edgeworth et Kapteyn. Ces courbes peuvent s'écrire sous la forme :

$$(5) \quad y = \frac{f'(q)}{\sqrt{\pi}} e^{-[f(q)]^2}$$

où  $f(q)$  est variable entre  $-\infty$  et  $+\infty$ .

Lorsque la distribution de la probabilité fixée est dissymétrique alors est  $f(q) = -\infty$  en correspondance d'une valeur limitée de  $q$  : par ex. pour  $q = \alpha$ .

Par la transformation

$$z = f(q)$$

on revient à la courbe de répartition (4).

La transformation conseillée par Gibrat pour les courbes de probabilité de l'hydraulique est représentée, selon ce qu'on a vu, par

$$(3) \quad z = f(q) = a \lg (q - q_0) + b$$

Par conséquent la formule (5) devient

$$(1') \quad y = \frac{1}{\sqrt{\pi}} e^{-a [\lg (q - q_0) + b]^2} \frac{a}{2,302585 (q - q_0)}$$

alors que la courbe de répartition reste celle indiquée par (4).

Slade part de la courbe de probabilité

$$y = A e^{-C^2 [\ln D (x + B)]^2}$$

et pose ensuite

$$u = C [\ln D (x + B) - 1/2C^2]$$

Il s'ensuit

$$C^2 [\ln D (x + B)]^2 = u^2 - 1/4C^2 + \ln D (x + B)$$

par conséquent

$$y = A e^{+\frac{1}{4C^2}} \frac{e^{-u^2}}{D (x + B)}$$

La courbe de répartition devient alors

$$(6) \quad \psi(u) = \frac{A e^{1/4C^2}}{C D} \int_{-\infty}^u e^{-u^2} du$$

En comparant entre elles la (4) et la (6) on obtient <sup>(6)</sup>

$$(7) \quad \begin{cases} B = -q_0 \\ a = 2,302585 C \\ b = 2,302585 C \ln D - \frac{1}{2C} \end{cases}$$

tandis qu'en tenant compte de la signification de (6) on doit avoir :

$$(8) \quad \frac{A e^{1/4C^2}}{C D} = \frac{1}{\sqrt{\pi}}$$

Il est évident que si  $a, b, q_0$  sont connus,  $A, B, C$  et  $D$  restent déterminés; par contre si  $A, B, C$  et  $D$  sont connus dans (7)  $a, b$ , et  $q_0$  résultent de même déterminés.

La dernière condition

$$\frac{A}{D} e^{\frac{1}{4C^2}} = \frac{C}{\sqrt{\pi}} = \frac{a}{2,302585 \sqrt{\pi}}$$

résulte sans autre une conséquence de (8) ceci par le fait que, soit la courbe de Slade que celle de Gibrat sont des courbes de probabilité; c'est-à-dire leur intégrale doit être égal à 1 (car il détermine complètement tous les cas possible de probabilité et donne donc la certitude).

6. — On demande à présent de quelle façon on peut déterminer les coefficients  $a, b, q_0$  de Gibrat et les coefficients  $B, C, D$  de Slade (car ces trois coefficients sont suffisants pour faire connaître aussi  $A$ ).

On peut suivre deux procédés différents.

Le premier, ayant un caractère graphique est préféré par Gibrat.

En se basant sur les relevés statistiques on détermine le pourcentage de la durée correspondant aux relevés mêmes : par ex. la durée d'un débit supérieur à 1000 m<sup>3</sup> = 20 jours sur 3652 (c'est-à-dire en 10 ans) pourcentage 20/3652 = 0,0055.

Pour la durée d'un débit supérieur à 500 m<sup>3</sup> = 200 jours sur 3652 : pourcentage 200/3652 = 0,055 etc.

En se basant sur les pourcentages ainsi obtenus on détermine les valeurs de  $z$  correspondantes sur la courbe de répartition; ces valeurs rapportées sur un diagramme ayant  $z$  comme ordonnées et les  $\lg q$  comme abscisses se trouveront à peu près sur une droite : l'équation de la droite  $z = a \lg q + b$  détermine alors la courbe devant être adoptée. Lorsque cette courbe au lieu d'avoir la forme  $z = a \lg q + b$  est de la forme  $z = a \lg (q - q_0) + b$  alors quelque tentative se rend nécessaire pour obtenir  $q_0$ .

Au lieu d'employer ce procédé graphique on peut adopter la méthode des moments.

Lorsqu'on part de la courbe de la fréquence (1) on a pour la moyenne  $M$  (abscisse de la verticale du centre de gravité) :

$$M = q_0 + e^{1/4d - b/d}$$

$$(où d = \frac{a}{2,302585})$$

<sup>(6)</sup> On observe que :

$$u = C \left[ \ln D (x \times B) - \frac{1}{2C^2} \right] = z = \frac{a}{2,302585} \ln (q - q_0) + b$$



Le moment de 2<sup>me</sup> ordre  $\mu_2$  (c'est-à-dire le carré de l'écart quadratique moyen) est au contraire :

$$\mu_2 = (M - q_0)^2 e^{1/2d^2} - 1\}$$

Le moment du 3<sup>me</sup> ordre est :

$$\mu_3 = -\frac{3\mu_2}{(M - q_0)} + \frac{\mu_2^2}{(M - q_0)^3}$$

Ces formules sont des fonctions de  $q_0$ ,  $a$  et  $b$ ; par conséquent les moments étant connus on peut déterminer les coefficients de la courbe (1); d'autre part  $M$ ,  $\mu_2$  et  $\mu_3$  peuvent aussi être déduits directement des observations : on a

$$\begin{aligned} M &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (q_{i-1} + \frac{\Delta q_i}{2}) n_i \\ \mu_2 &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (q_{i-1} + \frac{\Delta q_i}{2} - M)^2 n_i \\ \mu_3 &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (q_{i-1} + \frac{\Delta q_i}{2} - M)^3 n_i \end{aligned}$$

et par conséquent des valeurs ainsi obtenues on pourra tirer  $q_0$ ,  $a$  et  $b$ .

7. — On doit à présent choisir entre les deux procédés (c'est-à-dire le procédé graphique et le procédé analytique des moments).

Si les éléments sur la base desquels on détermine la courbe des probabilités étaient donnés *exactement*, la méthode analytique serait alors beaucoup plus précise que la méthode graphique; avec le premier système on pourrait pousser l'approximation aussi loin qu'il serait nécessaire (en conservant un nombre suffisant de décimales) : par contre le deuxième serait sujet à des erreurs du dessin qu'on ne peut réduire au delà d'une certaine limite.

D'autre part on ne connaît pas la courbe des probabilités : celle-ci peut être fixée seulement en se basant sur les relevés statistiques, relevés qui sont « probablement » susceptibles d'erreurs (les « écarts » de la statistique par rapport à la probabilité). Dans ces conditions on doit observer que la méthode des moments est excessivement rigide (c'est-à-dire elle considère de la même façon toutes les données comme si elles étaient toutes « vraies ») et donne une trop grande importance aux événements rares (c'est-à-dire les « moments dus à ces événements, très éloignés de la moyenne sur l'axe des probabilités, résultent notablement très grands et par conséquent ils ont une influence considérable sur le résultat). La méthode graphique est plus adaptable; elle consent de tenir moins compte des données qui semblent moins conformes à la vérité : d'autre part elle a l'inconvénient de dépendre, du moins entre certaines limites) de la personnalité du calculateur.

Ceci cependant est peut-être inévitable si on réfléchit aux plus fréquentes occasions d'appliquer les évaluations statistiques.

En effet on peut considérer que les débits et les hauteurs d'eau sont des grandeurs éventuelles : par contre on peut penser que ces grandeurs (sur une certaine section fluviale) admettent des maximums qui ne peuvent pas être dépassés (ce qui était une

opinion commune avant 1910) : reste le fait que, si sur une certaine section fluviale on avait des relevés sur lesquels on pouvait compter, étendus sur 50 ou 100 ans on ne pourrait penser, probablement, de proportionner cette section avec des critères statistiques. Même en acceptant cette procédure il serait inutile de se rapporter à une courbe fixée d'avance (type Gibrat) car les relevés recueillis (36.500 données pour 100 ans) permettraient de déterminer la vraie courbe « statistique ». L'évaluation basée sur la probabilité devient cependant indispensable lorsque les relevés se bornent à une dizaine d'années : il serait alors possible, en se basant sur les données des débits (ou des hauteurs d'eau) journaliers, fixer la courbe des probabilités sur la section ou bien faire une extrapolation jusqu'à une probabilité de quelques jours sur 100 ans.

C'est dans ce domaine qu'il convient d'appliquer les procédés statistiques de la façon que nous avons proposé depuis 1934. C'est dans ce même domaine qu'il convient d'évaluer les « écarts » des mesures statistiques de la courbe théorique en considérant non seulement une courbe des probabilités mais une « bande » des probabilités ainsi qu'il a été cité au paragraphe n. 3.

Dans ce paragraphe nous avons remarqué qu'il convient d'associer à la courbe intégrale des probabilités une bande qui contient l'écart de fréquence constaté par l'expérience. Autrefois nous avons proposé de faire une comparaison entre les écarts de la courbe de régulation et l'écart quadratique moyen (?); d'autre part on fixe ainsi implicitement à la courbe régulatrice une signification théorique qu'on ne pourrait peut être pas lui attribuer. Nous pensons donc qu'il soit préférable d'adopter le procédé suivant que nous citons comme référence d'un cas particulier.

Les débits journaliers de l'Adige à Pescantina durant les années de 1923 à 1930 sont indiqués dans le tableau suivant.

*Débits de l'Adige à Pescantina*

| Années               | Durées de débits inférieurs à m <sup>3</sup> /s |        |        |        |        |        |        |       |       |
|----------------------|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|
|                      | 1000  | 700    | 500    | 400    | 300    | 200    | 150    | 100   | 80    |
| 1923                 | —   | —      | 20     | 52     | 115    | 208    | 254    | 302   | 365   |
| 1924                 | —   | 4      | 23     | 67     | 118    | 180    | 222    | 304   | 366   |
| 1925                 | —   | —      | 26     | 48     | 87     | 161    | 228    | 308   | 351   |
| 1926                 | 10  | 31     | 95     | 125    | 166    | 225    | 278    | 336   | 365   |
| 1927                 | —   | 1      | 23     | 70     | 141    | 219    | 313    | 365   | 365   |
| 1928                 | 8   | 17     | 39     | 75     | 143    | 246    | 279    | 366   | 366   |
| 1929                 | —   | —      | 5      | 19     | 61     | 137    | 206    | 351   | 365   |
| 1930                 | —   | 1      | 20     | 62     | 109    | 196    | 232    | 319   | 359   |
| Total                | 18  | 54     | 261    | 518    | 940    | 1572   | 2012   | 2651  | 2902  |
| Valeurs au %         | 0,006   | 0,018  | 0,089  | 0,177  | 0,322  | 0,538  | 0,689  | 0,907 | 0,993 |
| Valeurs réelles de z | —1,777  | —1,483 | —0,953 | —0,655 | —0,327 | +0,068 | +0,349 | 0,936 | 1,740 |

(?) Voir le tableau X dans la publication déjà citée : « Le reti idrauliche » 1938 p. 120. et aussi M. ROSSETTI : ouvrage cité 1950.

Les valeurs expérimentales de  $z$  sont régularisées en posant :

$$z = -3,10 \lg q + 7,367$$

dans le domaine où on a relevé les valeurs des débits cette régulation donne lieu à des écarts des valeurs expérimentales (indiquées dans le dernier alinéa du tableau précédent) qui tout au plus se rapprochent de 0,272; par conséquent cette régulation devrait être indiquée, à notre avis, sous la forme :

$$z = -3,10 \lg q + 7,367 \pm 0,272.$$

Cette formule signifie que les courbes intégrales des probabilités construites avec

$$z_1 = -3,10 \lg q + 7,639 \qquad z_2 = -3,10 \lg q + 7,095$$

comprennent, dans le domaine de l'expérience, tous les écarts constatés. Si nous voulons hasarder quelque prévision nous pouvons évaluer la probabilité d'un débit maximum égal à 2.300 m<sup>3</sup>/s.

On trouve alors  $z_1 = -2,78$ ;  $z_2 = -3,33$  et en correspondance de  $z_1$  il résulte une probabilité tous le 70 ans. Effectivement ce débit a été dépassé en 1882 et a été atteint une seule fois une année suivante; la fréquence serait donc un peu supérieure à 1/50. Le débit maximum de 3000 m<sup>3</sup> (atteint peut être en 1882) aurait (avec  $z_1 = -3,14$ ) une probabilité sur 650 ans. La régulation de l'étiage donnerait pour  $q = 40$ ;  $z_2 = 2,67$  et  $z = 2,13$ ; à ces valeurs correspond  $\psi(z_1) = 0,00008$  et  $\psi(z_2) = 0,0013$  c'est-à-dire respectivement 1 probabilité tous les 34 ans et 1 probabilité tous les 2,7 ans. La valeur effective est probablement une moyenne entre les deux.

Nous pensons que cet exemple explique suffisamment l'intérêt de la régulation proposée; celle-ci a l'avantage de se prêter (avec une mineure incertitude que celle qui ne tient pas compte des écarts) à des extrapolations outre la période d'observation.

# PROBABLE FLOODS CURVE AS FUNCTION OF REGIONAL PARAMETERS

Dr. JULIAN LAMBOR  
*Professor of Warsaw Polytechnic*

## RÉSUMÉ

Pour calculer la probabilité des phénomènes hydrologiques on se sert généralement de courbes statistiques cumulées, en choisissant des courbes asymétriques qui représentent approximativement l'aspect général du phénomène mais négligent les conditions locales qui sont d'une grande importance pour ses caractéristiques. Cependant pour définir ces caractéristiques d'une manière analytique, on peut se servir non seulement de courbes statistiques, mais aussi de courbes correspondant à d'autres fonctions. On peut choisir une courbe qui pour un court intervalle (p. ex. pour un intervalle des grandes hauteurs limnimétriques) exprime d'une manière plus précise la marche du phénomène que la courbe de Pearson, par exemple, ou une autre courbe statistique qui tend à représenter le phénomène dans toute son étendue (c.-à-d. depuis les valeurs les plus hautes jusqu'aux plus basses).

On propose l'application du type

$$Q = A \lg^n N + B N + C$$

ou

$$Q = A \lg^n N + C$$

$Q$  — est le débit en  $m^3/sec$ ,

$N$  — le nombre d'années au cours desquelles le phénomène n'apparaît qu'une seule fois,

$A, B, C$  — des paramètres régionaux.

Les paramètres  $A, B, C$  peuvent être définis d'une simple manière en s'appuyant sur des séries statistiques. Puisqu'on a trouvé que ces paramètres sont une fonction de la dimension du bassin versant et de son caractère, ils peuvent être évalués pour tout le bassin ou pour une région quelconque du pays. Cela a conduit à des formules d'un caractère général dont les valeurs des paramètres peuvent être représentées sur une carte, ce qui permettra de trouver, pour chaque localité, les hauteurs des crues ou des étiages d'une probabilité voulue.

Floods with a definite probability of occurrence are commonly calculated by means of statistical curves. It must be admitted, however, that using those curves for 40 years has not brought us nearer to the solution of the problem in the sense of generalizing the calculation. Neither has it advanced the interpretation of this phenomenon in the light of the properties of the basin. In particular it has not been possible to work out a more general form of equations which would relate the probable floods to the character of the river or the basin.

The only one successful paper, taken this problem into consideration is given by K. Debski (Warsaw), who determined the form of equation as function of regional parameters. (See: K. Debski — Méthode empirique d'évaluation des débits des crues probables).

Instead of a statistical curve applied till the present day we could choose another curve, which might even better fit the course of the phenomenon. There are a great many such curves of various types. Still, we should select such a curve, from among the various possible ones, as would best coincide with the observed points and have a possibly simple equation with easily determined parameters. Moreover, the parameters of the equation should depend on the character of the river, the size of the drainage area and the characteristics of the basin.

Such treatment will make it possible to work out a general equation valid for the whole river, or possibly for the whole basin, and consequently will enable us to draw a map of the parameters for the whole country, on the basis of which it will be possible to calculate the relative floods at every spot of the basin.

To represent the probability curve of the occurrence of floods we may use a cumulative frequency curve in the form shown in fig. 1. In this case the volume of the flow in cubic metres per second is marked on the axis of ordinates and the number of years during which the given flow, or a higher one, occurs once on the average is marked on the axis of abscissae. The curve shown in fig. 1 concerns the river Warat

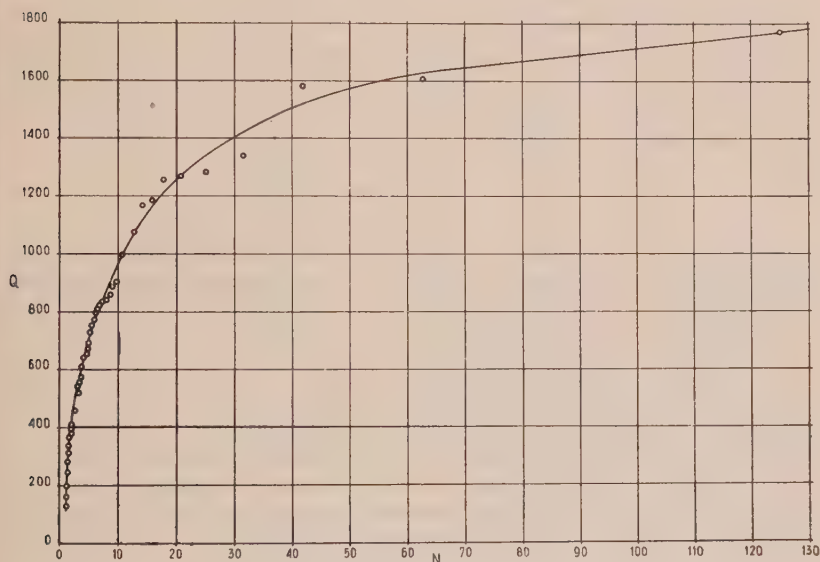


Fig. 1

(a righthand tributary of the Odra) near Poznan (drainage area 25117 km<sup>2</sup>), where the observations of the water level have been carried on systematically for 130 years. This curve is typical for the relation between the magnitude of the flow and the probability of occurrence of floods.

Finding the analytic equation of this curve would give us the desired relation. That equation is by no means simple.

The curve can be presented in a much simpler form if we plot  $\lg N$  on the axis of abscissae, obtaining the parabolic form of the relation, as shown in fig. 2.

The equation of this curve will have the form

$$Q = \alpha \lg^2 N - \beta N^m + C$$

where  $Q$  is the flood discharge in m<sup>3</sup>/sec, which occurs once in  $N$  years on the average.

Since the middle member plays an insignificant part, especially for high values of  $N$ , we can reduce the above expression to the form

$$Q = \alpha \lg^2 N + C \quad (1)$$

The differences between the full and reduced form of the equation are relatively small, in particular for the interesting us values  $N > 2$ .



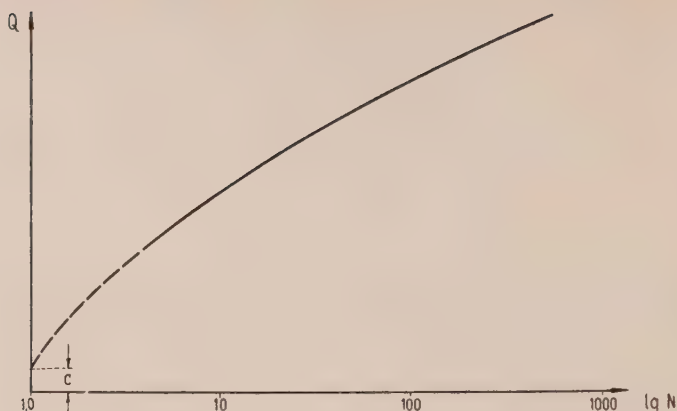


Fig. 2

At quite a number of points on various rivers this curve gives results which agree with the Pearson-Forster curve, the differences between them not exceeding a few per-cent.

The parameters  $\alpha$ ,  $C$  and  $n$  depend on the character of the river, the characteristics of the basin and the size of the drainage.

If we find these parameters for various rivers and gaging stations, we shall be able to determine the isolines for the whole region and thus define the floods as a probability function of their occurrence at an arbitrary place.

By way of example we give here the parameters calculated from equation 1 for various rivers and gaging stations of the Polish territory, both of a mountain and of a low land character, in order to characterize the significance and the magnitude of those parameters. The results are shown in tables 1, 2, 3 and 4. It will be observed that the results are given just as they have been obtained from the calculation, and if they were adjusted, we should obtain a much clearer picture.

The rivers Dunajec (table 1), Sola, Koszarawa (table 1) and San (table 2) are of a definitely mountain character. The Pilica, the Narew and the Pissa (table 3) are lowland rivers. Lowland rivers usually have a high exponent  $n$  (the river Pissa as high as 1.50) and we see this exponent grow distinctly as we proceed down the river.

However, even among mountain rivers we sometimes come across a fairly large exponent  $n$ , since it also depends upon other physical and geographical characteristics of the basin, which influence the recurrence and the amplitude of floods.

In rivers whose character depends on their tributaries we see distinctly the effect of those tributaries upon the formation of the exponent  $n$ . This is exemplified by the San (table 2). As the character of the river changes,  $n$  also changes. Consequently this exponent is an important physical and geographical index.

Thus the magnitude of this exponent does not depend on the size of the drainage area, unlike the parameters  $\alpha$  and  $C$ , which clearly depend on the size of the drainage area and the characteristics of the basin.

The results presented here imply that rivers of a fairly homogeneous character show a constant power exponent. Since the hundredth parts of the power exponent have little effect upon the result we can assume a constant  $n$  for the whole river within the range of its homogeneous character, calculating a suitable  $\alpha$ , as shown in table 2

TABLE I  
Values  $\alpha$ ,  $n$  and  $C$  for mountain rivers

| No. | River            | Ganging station | Drainage area in km <sup>2</sup> | Equation parameters<br>$Q = \alpha \lg^n N + C$ |      |     |
|-----|------------------|-----------------|----------------------------------|---|------|-----|
|     |                  |                 |                                  | $\alpha$  | $n$  | $C$ |
| 1   |                  | Waksmund        | 720                              | 408   | 1,02 | 0   |
| 2   |                  | Czorsztyn       | 1 141                            | 602   | 1,05 | 0   |
| 3   |                  | Kroscienko      | 1 598                            | 779   | 1,05 | 0   |
| 4   | DUNAJEC          | Golkowice       | 2 064                            | 938   | 1,07 | 0   |
| 5   | TRIBUTARY OF     | Nowy Sacz       | 4 360                            | 1 244   | 1,05 | 100 |
| 6   | WISLA            | Tropie          | 4 908                            | 1 309   | 1,08 | 140 |
| 7   |                  | Melsztyn        | 5 433                            | 1 448   | 1,07 | 150 |
| 8   |                  | Zglobice        | 5 667                            | 1 417   | 1,09 | 185 |
| 9   |                  | Zabno           | 6 747                            | 1 571   | 1,10 | 260 |
|     |                  |                 |                                  |   |      |     |
| 1   | SOLA             | Zywiec          | 790                              | 225   | 1,24 | 290 |
| 2   | TRIBUTARY OF     | Porabka         | 1 090                            | 365   | 1,26 | 375 |
| 3   | WISLA            | Oswiecim        | 1 388                            | 647   | 1,30 | 500 |
|     |                  |                 |                                  |   |      |     |
| 1   | stream KOSZARAWA | Swinna          | 258                              | 126   | 0,94 | 135 |

TABLE II  
Values  $\alpha$ ,  $n$  and  $C$  for the river San

| No. | River        | Ganging station | Drainage area in km <sup>2</sup> | Equation parameters<br>$Q = \alpha \lg^n N + C$ |      |     | Adjusted values |      |
|-----|--------------|-----------------|----------------------------------|---|------|-----|-----------------|------|
|     |              |                 |                                  | $\alpha$  | $n$  | $C$ | $a$             | $n$  |
| 1   |              | Postolow        | 1 618                            | 692   | 0,95 | 230 | 685             | 0,97 |
| 2   |              | Olchowce        | 2 222                            | 861   | 0,97 | 300 | 861             | 0,97 |
| 3   |              | Dynow           | 2 933                            | 944   | 0,97 | 400 | 944             | 0,97 |
| 4   | SAN          | Babice          | 3 410                            | 1011  | 0,98 | 470 | 1016            | 0,97 |
| 5   | TRIBUTARY OF | Przemysl        | 3 676                            | 1046  | 0,97 | 500 | 1046            | 0,97 |
| 6   | WISLA        | Sosnica         | 4 620                            | 1104  | 0,96 | 590 | 1097            | 0,97 |
| 7   |              | Radzymno        | 5 866                            | 1000  | 1,00 | 740 | 1016            | 0,97 |
| 8   |              | Jaroslaw        | 7 036                            | 975   | 0,98 | 810 | 980             | 0,97 |
| 9   |              | Lezachow        | 8 364                            | 924   | 1,00 | 880 | 938             | 0,97 |
| 10  |              | Rzuchow         | 12 188                           | 1654  | 0,89 | 880 | 1654            | 0,89 |

TABLE III

*Values  $\alpha$ ,  $n$  and  $C$  for lowland rivers*

| No. | River                           | Gauging station | Drainage area in km <sup>2</sup> | Equation parameters<br>$Q = \alpha \lg^n N + C$ |      |     |
|-----|---------------------------------|-----------------|----------------------------------|---|------|-----|
|     |                                 |                 |                                  | $\alpha$  | $n$  | $C$ |
| 1   | PILICA<br>TRIBUTARY OF<br>WISLA | Sulejow         | 3 911                            | 137   | 1,28 | 140 |
| 2   |                                 | Tomaszow        |                                  |   |      |     |
| 3   |                                 | Mazowiecki      | 4 954                            | 165   | 1,32 | 165 |
| 4   |                                 | Nowe Miasto     | 6 688                            | 230   | 1,34 | 220 |
| 5   |                                 | Warka           | 8 987                            | 309   | 1,37 | 300 |
| 1   | NAREW<br>TRIBUTARY OF<br>BUG    | Narew           | 2 050                            | 29  | 1,08 | 70  |
| 2   |                                 | Strekowa        |                                  |   |      |     |
| 3   |                                 | Gora            | 7 178                            | 103   | 1,18 | 160 |
| 4   |                                 | Piatnica        | 15 106                           | 176   | 1,28 | 310 |
| 5   |                                 | Ostroleka       | 21 276                           | 278   | 1,30 | 380 |
| 6   |                                 | Pultusk         | 27 705                           | 311   | 1,34 | 445 |
| 1   | PISSA                           | Ptaki           | 3 214                            | 67  | 1,50 | 105 |

in the last two columns. As we see, these results differ little from one another. In this manner we can determine the power exponents for various regions.

It remains to determine the values of  $C$  and  $\alpha$ .

As the sense of formula 1 implies, we have  $Q = C$  for  $N = 1$ . Consequently,  $C$  is such an annual maximum as will always be exceeded for a long series of years to come. Thus we can easily determine it on the grounds of observation introducing graphical adjustment.

Given  $C$  and  $n$  we can easily calculate  $\alpha$  since

$$\alpha = \frac{Q_N - C}{\lg^n N} \quad (2)$$

We should like to relate our calculation to those quantities which are the most certain in the statistical sequences. Such is the middle value of the sequence, i.e., the annual flood ( $Q_2$ ), i.e., the water which occurs once in two years on the average (or a higher one). In other words, it is such an annual maximum that during a long series of years the number of times it will be exceeded will equal the number of times it will not be reached.

It will be observed that it is a value which undergoes least variations and can be regarded as the most certain. Whether we have a long or a short sequence this value changes very little. That is why we try to relate the parameters to this very value.

Since  $\lg (\lg 2) = -0,52$

$\alpha$  as a function of the mean value of the flood will appear in the form

$$\lg \alpha = \lg (Q_2 - C) + 0.52 \cdot n \quad (3)$$

where:  $Q_2$  is the mean flood

$C$  is the adjusted lowest flood for a long series of years.

Having established  $n$ , we can therefore easily find  $\alpha$ , since  $Q_2$  and  $C$  can easily be determined.

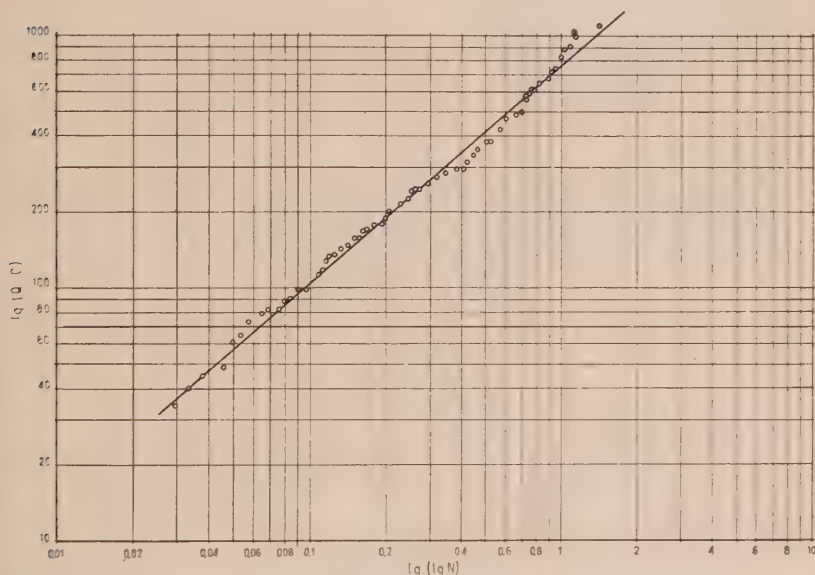


Fig. 3

#### GRAPHICAL DETERMINATION OF PARAMETERS

The parameters  $\alpha$ ,  $n$  and  $C$  can easily be determined in every case analytically or graphically if we have an observation sequence of a series of years. Using the graphical method we must plot the values of  $Q$  and  $N$  in a system of coordinates, having the flows ( $Q$ ) in  $m^3/sec.$  on the axis of ordinates and the logarithms of values of  $N$  on the axis of abscissae, as in fig. 2. An adjustment curve plots the value of  $C$  for  $N = 1$  on the  $Q$ -axis. This is the value to which  $Q$  tends as  $\lg N$  becomes zero.

The curve which adjusts the plotted points usually appears in the form of a parabola with an exponent nearing unity. In order to determine that exponent we must plot the measured points on a graph in the form of the equation

$$\lg (Q - C) = \lg \alpha + n \lg (\lg N) \quad (4)$$

i.e., we plot the values of  $Q - C$  in the logarithmic scale on the axis of ordinates, and the values of the corresponding logarithms of  $N$ , in the double logarithmic scale, on the axis of abscissae. The tangent of the inclination angle of the adjustment straight line passing through the group of those points determines the power exponent  $n$ . Determining the equation of this straight line, which can easily be defined as an

equation of a straight line passing through two points, we find the parameters  $\alpha$  and  $n$ .

Although the graphical method of determining the equation consists in a subjective adjustment, it does not give worse results than the analytical method, since the possibilities of adjustment keep within rather narrow limits. Besides, graphical adjustment permits a more logical interpretation of the problem.

#### ANALYTIC DETERMINATION OF THE EQUATION

Given several values of  $Q$  for the corresponding  $N$  we can determine equation 1 by means of adjustment with the aid of the method of least squares. However, a simultaneous determination of all the three unknowns is complicated. Therefore we must first put the equation in linear form, like equation 4, and reduce the number of unknowns to two.

To do this we have two alternatives: 1) to adopt the exponent  $n$ , if it is known in the given region or if its graphical determination presents no doubts, 2) to determine  $C$  by means of a graph, which is always easy to perform.

In the first case we shall have a series of equations of the type :

$$\alpha \lg^n N_i + C = Q_i \quad (5)$$

with unknown  $\alpha$  and  $C$  and known  $N_i$  and  $Q_i$ ; in the second case we shall have a system of equations of the type:

$$\lg \alpha + n \lg (\lg N_i) = \lg (Q_i - C) \quad (6)$$

with unknown  $\lg \alpha$  and  $n$  and known  $N_i$ ,  $Q_i$  and  $C$ .

If we determine in this way the values  $\alpha$ ,  $N$  and  $C$  for various rivers and gaging stations of the whole territory, we can find regional parameters, which will make it possible to determine probable floods at every place. The regional parameters in this case will be:

$n$  — as the characteristic of the probability curve

$Q_2$  — as the mean flood which can be defined by means of other empirical formulas, e.g., by means of Debski's formula or as a median of the adjustment from a long series of observations.

$C = Q_1$  — the definition of which has been given before.

The best method of computations is in this case the method of iteration:

1. We determine  $C$  by means of a graph, as a first approximation.
2. From the equation (6) we compute  $n$ .
3. Given  $n$  we can find the parameter  $\alpha$  and the corrected value  $C$  from the system of normal equations (5).

However,  $\alpha$  may be a function of the values of  $Q_2$  and  $Q_1$ , since it follows from the equation that

$$\alpha = \frac{Q_N - Q_1}{\lg^n N} ,$$

i.e., for  $N = 2$ , and, assuming approximately  $n = 1.0$  we obtain the approximate value  $\alpha = 3.32 (Q_2 - C)$ .

Suppose that, given a statistical sequence from several years, we take the highest ( $Q_{\max}$ ) and the lowest ( $Q_{\min}$ ) value of that sequence, made up from a period of  $r$  years: we could then determine the volume of the probable floods approximately by means of a formula resulting from our previous considerations, namely

$$Q_N = \frac{Q_{\max} - Q_{\min}}{\lg r} \cdot \lg N + Q_{\min} \quad (7)$$



where  $Q_N$  denotes the flood which may occur once, on the average, during the required  $N$  years,  $Q_{\max}$  and  $Q_{\min}$  denote the highest and the lowest annual maxima which have occurred during  $r$  years of observation.

This formula is of course approximate since we assume the power exponent  $n = 1$  and suppose that  $Q_{\max}$  and  $Q_{\min}$  are adjusted, while they actually differ slightly from the adjusted values.

In this treatment the formula is advantageous in that it permits the use of direct observations without any further complicated operations. It is true that the results thus obtained are only generally orientating, but they are well in agreement with practice. Of course, they will be the better, the longer sequences, i.e., the greater  $r$  we shall have to deal with. Within the limits  $N < 20 r$  the results agree sufficiently well.

#### A NUMERICAL EXAMPLE

The river Bug (a tributary of the Vistula) near Zegrze, the basin 67764,0 km<sup>2</sup>. During the years 1881-1951 ( $r = 71$ ) the extreme annual maxima were recorded (188), the highest  $Q_{\max} = 3000$  m<sup>3</sup>/sec and the lowest  $Q_{\min} = 395$  m<sup>3</sup>/sec (1885).

QUESTION: How great is the flood with probability  $p = 0,1\%$ , i.e., such as occurs, on an average once in 1000 years ( $N = 1000$ ).

$$Q_{1000} = \frac{3000 - 395}{\lg 71} \lg 1000 + 395 = 4615 \text{ m}^3/\text{sec}.$$

Now with the aid of Foster method we obtain

$$Q_{0,1} = 4241 \text{ m}^3/\text{sec}.$$

# METHODES PRINCIPALES DE CALCUL DE L'ECOULEMENT MAXIMUM EN L'ABSENCE D'OBSERVATIONS

ALEXEEV, G. A.

1. In hydrometrical observations maximum water expenditure and other elements of high-flood are measured by statistical methods.

In the absence of shortage or observation data, maximum water expenditure  $Q_m$  in  $m^3$  per sec. is computed by various empirical or semi-empirical formulae. The most usual empirical formula is as follows:

$$q_m = A\varphi = A(F + 1)^{-n}, \quad (1)$$

where  $A$  is the maximum modulus of a run-off from an elementary platform (if  $F \approx 0$ ) and  $\varphi = (F + 1)^{-n}$  is a decrease of the maximum run-off modulus with an extension of the watershed ( $F$ ) square. The exponent  $n \approx 1/4$  for a snow run-off,  $n \approx 1/3$  for a rain run-off caused by rains for many days, and  $n \approx 1/2$  — for a shower run-off.

2. The formula (1) can be generalized as follows:

$$q = A^* J_3^{4n/(2-n)} L^{-4n/(2-n)} F^{n/(2-n)} \quad (2)$$

with allowance for: 1) a quadratic dependence between the square of the watershed  $F$  and the river length  $L \approx k \sqrt{F}$ ; 2) a simplified hydraulic relation between the average velocity of the water travel  $v$  along the river and the unknown maximum expenses  $Q_m$ , the average slope of the river  $J$  (in m per km), and the average coefficient of roughness of the river bed and flood plain for the whole river length  $\bar{n}$ :

$$v = 0.15 (20\bar{n})^{-3/4} J^{1/3} Q_m^{1/4} \text{ m per sec.} \quad (3)$$

The parameters  $A$  and  $A^*$  are most accurately determined by the well-known quantities  $Q_m$ ,  $F$ ,  $L$ ,  $J$  for the nearest rivers-analogs. If there are no such quantities, the following empirical formulae may be used to compute the maximum water expenditure in spring:

$$A \approx 0.015 h_p, \quad A^* p \approx 0.013 h_p, \quad (4)$$

where  $h_p$  is a layer of a spring run-off in mm of a given probability of the difference  $p\%$ .

3. All semi-empirical (or theoretical) formulae of the maximum run-off can be divided according to the principle of computation into two types.

a) There are formulae based on some rigid model of a computing high-flood  $Q = f(t)$  hydrograph in the form of a triangle, two parabolas and other figures. These formulae are as follows:

$$q_m = \frac{0.0116 h}{T} k = \frac{0.0116 h}{t_n} k' \text{ m}^3 \text{ per sec. km}^2, \quad (5)$$

where  $h$  is a layer of the high-flood run-off in mm;  $T$  and  $t_n$  — duration of the high-flood in days;  $k$  and  $k'$  — coefficients of different models of high-flood hydrograph respectively equal to:

$$k = \frac{q_m}{q_{mid}} = \frac{Q_m}{Q_{mid}}, \quad k' = \frac{Q_m}{Q_{mid}} \cdot \frac{t_n}{T}, \quad (6)$$

where  $Q_m = q_m F$  is the maximum high-flood water expenditure;  $Q_{mid}$  — average water expenditure for the whole high-flood period.

The main drawbacks of the formulae (5) are:

- 1) they are based on a formal geometrical scheme of the high-flood hydrograph without the analysis of high-flood formation;
- 2) the duration of a high-flood is an assumed quantity rather approximately determined even in the presence of hydrometrical observations;
- 3) the coefficients  $k$  and  $k'$  depend on the same factors, as the maximum water expenditure does and therefore formulae (6) are, as a matter of fact, identical.

b) There is a number of semi-empirical formulae based on this or that method simplifying the isochrones scheme of a bed run-off or using equations of dissolubility and motions of the water floods (which is principally the same). However, in such semi-empirical formulae the connection and importance of the chief factors influencing on the formation process of the maximum high-flood water expenditure were not clearly shown. For this reason, a common feature of the formation processes of the maximum rain and snow high-floods became obscure among numerous exceptions which were often treated by several authors in only formally different computation schemes and formulae.

4. From a rational simplification of the isochrones scheme of the bed run-off and from an approximate account (in an indirect way) of the natural control influence of the bed network, and role of the ground nourishment, the author has computed (in 1952) the following empirical formulae to calculate the maximum high-flood water expenditure of both rain and snow origin:

$$Q_p = \frac{rq_0 F}{1 + \frac{q_0 L}{h_p v}} \text{ m}^3 \text{ per sec.}, \quad (7)$$

where  $F$  is a watershed area (sq. km);  $L$  — river length (km);  $v$  — an average velocity of the water travel along the river length (m per sec.) computed from the formula (3);  $r$  — a coefficient of decrease in the maximum expenditure by ponds and lakes  $h_p$  — a layer of the high-flood run-off (mm) with the same probable level difference  $p\%$ , as in the maximum expenditure of  $Q_p$ ;  $q_0$  — the maximum water inflow into a bed network ( $\text{m}^3$  per sec. from 1 sq. km) with the same probable level difference, as in the layer of the high-flood run-off.

Without woods and swamps on the watershed,  $q_0 \cdot h_p \approx 0.003$  for snow high-floods,  $q_0 \cdot h_p \approx 3$  for shower ones. Therefore if the length of the main water flow  $L > 5$  km, a simpler formula can be used to compute the maximum shower expenditure:

$$Q_p = rvh_p \frac{F}{L} = \frac{0.004}{n} J^{4/9} (Bh_p r)^{4/3}, \quad (8)$$

Where  $B = F : L$  is the average width of the watershed (km).

5. The formula (7) has been checked up by hydrometrical observations on a great number of (over 200) plain rivers in the USSR. The formula (8) has been also checked up by examinations of the marks of the past outstanding shower high-floods in some steppe regions of the USSR.

Dans les cas, où des observations hydrométriques existent, le calcul des débits maxima d'eau des crues  $Q_p$  ( $\text{m}^3/\text{sec}$ ) d'une probabilité de dépassement annuel  $p\%$  donnée, se fait par une méthode statistique à l'aide de construction des courbes de répartition des probabilités  $Q_p = f(p)$ .

En cas de manque ou d'insuffisance des données d'observations, on effectue le calcul des débits maxima d'eau  $Q_p$  au moyen de différentes formules empiriques ou sémi-empiriques (théoriques).

Le processus hydromécanique de formation des crues nivales ou pluviales n'est au fond que toujours le même, et peut être caractérisé, avec le même succès, soit à l'aide des isochrones de l'écoulement, soit à l'aide des équations de continuité et du mouvement des cours d'eau. Cependant, on effectue le calcul des débits maxima des crues nivales et pluviales, pratiquement jusqu'à présent au moyen de formules différentes et au moyen des schéma de calcul. Avec cela il y existe deux cas extrêmes : tantôt c'est la formule empirique qui ne tient compte que d'un seul ou de deux facteurs de l'écoulement de crue, tantôt ce sont des schémas de calcul semi-empiriques bien compliqués, qui n'ont aucune base assez solide et ne comportent aucune méthode de définition d'une série de paramètres. La construction de telles formules semi-empiriques ne décèle pas assez nettement l'action réciproque et la signification des facteurs principaux prenant part au processus de formation des débits maxima des crues.

C'est pour cela qu'en général toutes les propriétés, communes au processus de formation des débits maxima des crues pluviales et nivales se perdent parmi les nombreuses particularités, dont les divers auteurs ne représentent que d'une manière purement extérieure par des différents schémas et formules de calcul.

Parmi les nombreuses formules empiriques, qui existent pour le calcul des modules

des débits maxima, en forme de  $q_p = \frac{F}{Q} \left( \text{en } \frac{\text{m}^3/\text{sec}}{\text{km}^2} \right)$  d'une probabilité de dépassement donné  $p\%$ , les formules, qu'on utilise le plus souvent jusqu'à présent, sont de la forme suivante :

$$q_p = \frac{A_p}{(F + 1)^n} \Psi^* \approx \frac{A_p}{F^n} \Psi^* \quad (1)$$

où  $F$  dénote la superficie du bassin récepteur en  $\text{km}^2$ ; l'indice du degré  $n$  selon la durée de l'apport d'eau sur le bassin, est admis le plus souvent être de valeur :  $n = 1/4$  pour les crues nivales;  $n = 1/3$  pour les crues pluviales, conditionnées par des pluies de plusieurs jours; et  $n = 1/2$  des crues des pluies torrentielles.

D'après nos recherches récentes, il est à préférer de calculer le coefficient  $\Psi^* \leq 1$  (qui tient compte de l'influence d'une superficie boisée, marécageuse ou lacustre par rapport à la superficie de tout le bassin de réception) à l'aide de formule empirique suivante :

$$\Psi^* = \frac{r}{1 + \alpha \frac{f_b}{F} + \beta \frac{f_m}{F}} \quad (2)$$

où  $f_b$  et  $f_m$  sont des superficies des bois et des marécages,  $F$  — la superficie de tout le bassin de réception. Pour des bois de conifères et pour des hautes-tourbières dans la zone forestière,  $\alpha$  et  $\beta = 2$ ; pour des bois mixtes et pour des marais de transition (dans la zone des bois et des steppes),  $\alpha$  et  $\beta = 1,5$ ; enfin, pour les bois à feuilles et pour les marais de dépression (dans la zone des steppes),  $\alpha$  et  $\beta = 1,0$ .

Les valeurs de  $\alpha$  et de  $\beta$  indiquées ci-dessus sont admises valables pour les superficies du bassin récepteur  $F < 10000 \text{ km}^2$ . Pour le cas, où  $10000 \text{ km}^2 < F < 100000 \text{ km}^2$ , on admet des coefficients  $\alpha$  et  $\beta 1,5$  fois moindres, tandis que pour  $F > 1000000 \text{ km}^2$  on les admet deux fois moindres.

Le coefficient  $r$  de régularisation (d'abaissement) du débit maximum par des lacs ou des étangs se fait calculer par les formules :

$$r = 1 - \frac{V_1 f_1 + V_2 f_2 + \dots + V_m f_m}{W_1 f_1 + W_2 f_2 + \dots + W_m f_m} \left[ 1 - \left( 1 - \frac{F_s}{F} \right)^n \right] \quad (3_1)$$

ou

$$r \approx \frac{1 - \frac{f_e}{F}}{1 + 25 \frac{f_b}{F} \frac{f_m}{F}} \quad (3_2)$$

où  $V_1, V_2, \dots, V_m$  sont des volumes régulateurs des réservoirs d'eau particuliers;  $f_1, f_2, \dots, f_m$  — des superficies particulières du bassin de réception pour des réservoirs isolés, ayant pour limites les profils des barrages, situés plus en amont,  $W_1, W_2, \dots, W_m$  — des volumes d'écoulement de crue, ruisselant des superficies particulières  $f_1, f_2, \dots, f_m$ ;  $F_s = f_1 + f_2 + \dots + f_m$  — dénote la superficie régularisée totale, l'écoulement de laquelle est régularisé par tous les réservoirs (des étangs ou des lacs) situés plus en amont;  $f_e$  — dénote la superficie totale des lacs.

Le paramètre  $A_p$  dans la formule peut être déterminé d'une manière la plus exacte à l'aide des valeurs connues  $Q_p$ ,  $F$  et  $\psi$  pour les « rivières analogues » voisines, dont on possède des observations hydrométriques suffisamment longues, qui permettent d'effectuer la construction de la courbe de répartition de probabilités  $Q_p = f(p)$  d'après une série observée des débits maxima.

Vu que pour  $F = 0$  la formule (1) nous donne  $q_p = A_p$ , on admet généralement que le paramètre  $A_p$  représente physiquement l'intensité maximum d'écoulement d'une superficie élémentaire.

Les formules de forme (1) sont en règle générale valables pour des bassins récepteurs du même type morphométrique, dont la longueur de la rivière  $L$  (km) et la pente moyenne  $I$  (m/km) sont liées avec la superficie du bassin  $F$  (km<sup>2</sup>) par un certain rapport assez typique pour le territoire considéré, par exemple, en ce qui concerne des fleuves des plaines de l'URSS

$$L = 1,4 F^{0,57} \quad (4)$$

Considérant, que la longueur  $L$  de la rivière et la superficie  $F$  du bassin récepteur sont liées par une relation à peu près quadratique, — (c'est-à-dire, que  $F \approx KL^2$ ) il est possible de présenter la formule (1) sous la forme généralisée, à savoir

$$q_p = \frac{A_p}{L^{2n}} \psi, \quad Q_p = A'_p \frac{F}{L^{2n}} \psi \quad (5)$$

valable non seulement pour les bassins typiques, mais aussi pour les bassins larges ou allongés.

Ensuite, d'après la formule hydraulique bien connue de Chezy-Manning (concernant des lits fluviaux de forme triangulaire), on sait que la vitesse moyenne de parcours d'eau le long de tout le fleuve  $L$  peut être exprimée, en dépendance de sa pente moyenne  $I$  (m/km) et de la valeur du débit maximum cherché  $Q_p$  (m<sup>3</sup>/sec) par la formule suivante

$$v = 0,15 (20 \bar{n})^{-3/4} I^{1/3} Q_p^{1/4} \text{ m/sec}, \quad (6)$$

$\bar{n}$  étant égal de 0,04, à 0,06 dénote le coefficient moyen de rugosité du lit (tout le long du fleuve) et de la superficie d'inondation.

D'après le schéma connu des isochrones d'écoulement du lit fluvial, le débit maximum des eaux de crue  $Q_p$  dépend directement du temps de parcours d'eau  $\tau = L : v$  en longueur du fleuve, et non seulement de la longueur  $L$  du fleuve.

C'est pour cela que le numérateur de la formule (5) doit contenir la vitesse moyenne de parcours de l'eau,  $v$ , dont le degré  $2n$  est le même, que le degré de la longueur du fleuve  $L$  — c'est-à-dire.

$$Q = A'_p \left( \frac{v}{L} \right)^{2n} F \psi$$

En y substituant l'équation (6) et en y effectuant la simplification, nous allons avoir la formule empirique généralisée

$$Q_p = A''_p I^{\frac{4n}{3(2-n)}} L^{-\frac{4n}{2-n}} F^{\frac{2}{2-n}} \psi, \quad (1)$$

qui tient compte de trois caractéristiques morphométriques principales du bassin récepteur  $F$ ,  $L$  et  $I$ .

Les paramètres  $A'_p$  et  $A''_p$  se déterminent à l'aide des valeurs connues  $Q_p$ ,  $F$ ,  $L$ ,  $I$  et  $\psi$  des « rivières-analogues » les plus proches, dont on possède des observations hydrométriques d'une période assez longue.



En cas d'absence des fleuves analogues, des paramètres  $A_p$ ,  $A'_p$  et  $A''_p$  pour le calcul des maxima des débits des crues nivales (printanières) peuvent être calculés au moyen des formules empiriques

$$A_p = 0,015 h_p, A'_p = 0,023 h_p, A''_p = 0,013 h_p, \quad (8)$$

où  $h_p$  est de couche sommaire de l'écoulement de crue de neige en mm de probabilité calculée de dépassement  $p\%$  donnée.

Passons maintenant à l'analyse du processus de formation des crues et à la déduction de la formule semi-empirique principale pour le calcul des débits maxima des crues sur la base de simplification rationnelle du schéma des isochrones de l'écoulement, tenant compte de l'influence inverse du rôle régulateur du réseau fluvial et de l'afflux d'eau irrégulier dans le réseau fluvial, long de ce réseau.

Le processus hydromécanique de formation des crues pluviales et nivales, en règle générale, peut être caractérisé par un système des isochrones de l'écoulement des versants et de l'écoulement des lits fluviaux. Cependant, tenant compte que la diversité excessive du caractère et des formes de l'afflux d'eau dans le réseau fluvial (soit il superficiel ou souterrain, et vient-il des versants ou de tronçons différents de ce réseau) — il devient évident, qu'il est plus rationnel de ne pas utiliser aucun autre système que le système des isochrones des lits fluviaux, — c'est-à-dire, — le système des isolignes, construites sur la carte du bassin récepteur ou tracées mentalement sur la surface de ce bassin même à partir desquelles l'eau fait son parcours simultanément le long du réseau fluvial jusqu'au profil calculé d'aval. En même temps l'irrégularité des apports d'eau dans le réseau fluvial dans le temps peut être caractérisée par le graphique de l'intensité moyenne de l'afflux d'eau (concernant tout le bassin) de l'unité de superficie du susdit bassin,  $p_t = f(t)$ . L'irrégularité de l'afflux d'eau le long du réseau fluvial peut être reflété par un aréogramme du bassin de réception, — c'est-à-dire par une courbe de répartition des superficies particulières du bassin  $f_\tau = f(\tau)$  renfermées entre les isochrones contigues  $\tau$  et  $\tau + 1$ .

Si l'apport d'eau se fait irrégulièrement tout le long du réseau fluvial, il y peut provoquer des ondes de crue, qui, se précipitant torrentiellement, s'aplatissent, et par suite de cet aplatissement, les valeurs des débits de crue diminuent. L'aplatissement des ondes de crue peut être provoqué par deux faits : à cause des vitesses moyennes différentes du courant d'eau dans les sections transversales voisines du cours d'eau, et aussi par le fait de l'irrégularité de distribution des vitesses du courant dans chaque section transversale du cours d'eau (d'après les isotaques).

D'après la schématisation ci-dessus prise, le débit d'eau de crue  $Q_t$  dans la section d'aval du bassin hydrologique, à n'importe quel moment de temps  $t$  peut être exprimé par la formule, génétique suivante :

$$Q_t = (p_t f_0 + p_{t-1} f_1 + \dots + p_{t-\tau} f_\tau) \theta, \quad (9)$$

où  $\theta \leq 1$  est le coefficient tenant compte de l'aplatissement des ondes de crue dans le réseau fluvial, ou, en d'autres termes, un coefficient, qui tient compte de l'influence régulatrice du réseau fluvial.

Selon la relation entre la durée de l'afflux d'eau dans le réseau fluvial,  $t_s$ , et le temps de parcours d'eau  $\tau = L/V$  le long du cours d'eau principal  $L$ , il existe deux cas caractéristiques de formation du débit maximum d'eau de crue  $Q_{\max}$  (fig. 1).

1) Sur « les grands bassins récepteurs » (principalement au temps des crues pluviales), ou, à dire plus exactement, — dans les cas, où le temps de parcours d'eau,  $\tau = L/V$  est plus grand que la durée de l'afflux d'eau  $t_s$  — le débit maximum de crue  $Q_{\max}$  se forme pour le compte de toute la couche d'écoulement (ou d'afflux) d'eau.

$$h = p_0 + p_1 + \dots + p_{t_s}$$

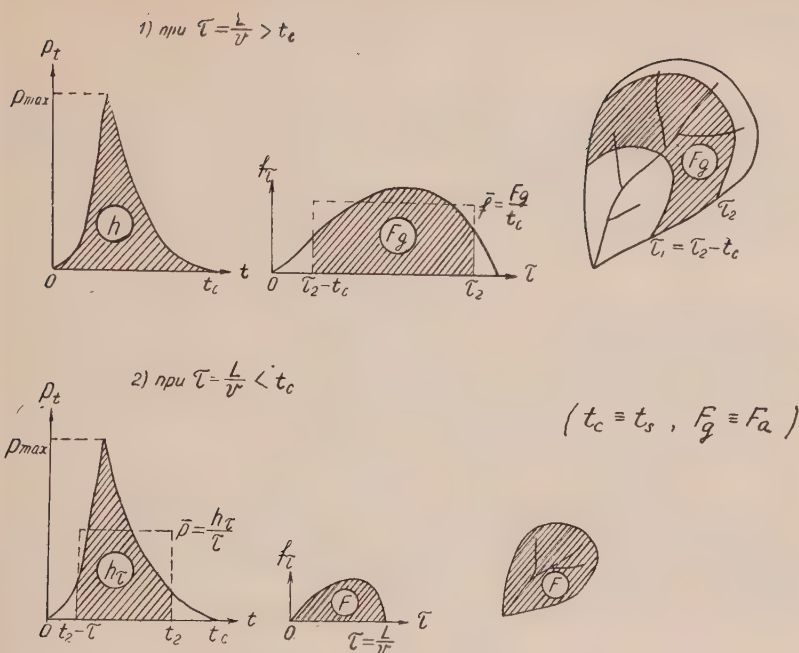


Fig. 1 — Schéma de formation des débits maxima des crues.

sur la partie active de la superficie du bassin récepteur

$$F_a = F_{t_s} = f_{\tau_2} + f_{\tau_2-1} + \dots + f_{\tau_2-t_s} < F$$

qui est limitée d'en haut et d'en bas par les isochrones d'écoulement  $\tau_2$  et  $\tau_1 = \tau_2 - t_s$  se trouvant à la distance de  $la = vt_s$  l'une de l'autre le long du cours d'eau principal.

Dans le cas considéré (où  $\tau > t_s$ ), selon la formule génétique générale (9), le débit d'eau de crue  $Q_t$  atteint sa valeur maximum

$$Q_{\max} = Q_{\tau_2} = (p_0 f_{\tau_2} + p_1 f_{\tau_2-1} + \dots + p_{t_s} f_{\tau_2-t_s}) \theta \quad (10')$$

au moment de temps  $\tau_2$ , quand la partie active de la superficie du bassin récepteur  $F_a$  atteint sa valeur maximum  $F_a^s = l_a b_a = vt_s b_a$  où  $b_a = F_a/l_a$  maximum dénote la valeur maximum de largeur moyenne de la superficie active.

2) Sur «les petits bassins de réception» (principalement au temps des crues nivales), ou plus exactement, dans les cas, quand le temps de parcours d'eau  $\tau = L/v$  est moindre que la durée de l'afflux d'eau  $t_s$  au réseau fluvial, — le débit maximum d'eau de crue  $Q_{\max}$  se forme sur toute la superficie du bassin hydrologique  $F = f_0 + f_1 + \dots + f_{\tau}$  pour le compte de la partie active, la plus intensive de la couche de l'affluent d'eau

$$h_{\tau} = p_{t_2} + p_{t_2-1} + \dots + p_{t_2-\tau} < h$$

pendant le temps de parcours d'eau  $\tau - t_2 - t_1 = L/v$  à partir de la source jusqu'à la section d'aval, et s'exprime par une formule suivante :

$$Q_{\max} = Q_{t_2} = (f_0 p_{t_2} + f_1 p_{t_2-1} + \dots + f_{\tau} p_{t_2-\tau}) \theta'' \quad (10'')$$

En divisant les deux parties de l'équation (10') par la couche totale de l'écoulement de crue  $h = p_0 + p_1 + \dots + p_{t_s}$  nous allons avoir pour le cas où  $\tau > t_s$  :

$$\frac{Q_{\max}}{h} = \frac{p_0 f_{\tau_2} + p_1 f_{\tau_2-1} + \dots + p_{t_s} f_{\tau_2-t_s}}{p_0 + p_1 + \dots + p_{t_s}} \cdot \theta' = \bar{f}_p \theta', \quad (11')$$

où  $\bar{f}_p$  désigne la valeur moyenne par poids de la superficie active particulière entre des isochrones d'écoulement contiguës (des intensités d'affluent d'eau étant prises pour les coefficients de poids).

En divisant de même manière les deux parties de l'équation (10'') par la superficie du bassin de réception  $F = f_0 + f_1 + \dots + f_\tau$  et admettant  $\tau < t_s$ , nous avons.

$$\frac{Q_{\max}}{F} = \frac{f_0 p_{t_2} + f_1 p_{t_2-1} + \dots + f_\tau p_{t_2-\tau}}{f_0 + f_1 + \dots + f_\tau} \theta'' = \bar{p}_f \theta'', \quad (11'')$$

où  $\bar{p}_f$  dénote la valeur moyenne par poids des intensités de l'affluent d'eau  $p_t$  selon des valeurs de  $f$ .

Profitons maintenant d'un rapport bien connu, existant entre la valeur moyenne par poids et la valeur moyenne arithmétique :

$$\bar{f}_p = \bar{f} \rho', \quad \rho' = 1 + R'_{fp} C'_{vf} C'_{vp}, \quad (12')$$

$$\bar{p}_f = \bar{p} \rho'', \quad \rho'' = 1 + R''_{fp} C''_{vf} C''_{vp}, \quad (12'')$$

où  $R'_{fp}$  et  $R''_{fp}$  sont des coefficients de corrélation entre des valeurs correspondantes (multipliées réciproquement)  $f$  et  $p$  tandis que  $C'_{vf}$ ,  $C'_{vp}$  et  $C''_{vf}$  et  $C''_{vp}$  — des coefficients de variation des valeurs actives  $f$  et  $p$  (comprises dans les expressions (11') et (11'')).

Maintenant, les formules (11') et (11'') peuvent être présentées en forme suivante:

$$Q_{\max} = h \bar{f} \rho' \theta' \quad \text{avec } \tau > t_s, \quad (13')$$

$$Q_{\max} = F \bar{p} \rho'' \theta'' \quad \text{avec } \tau < t_s. \quad (13'')$$

$\bar{f}$  dénote ici la valeur moyenne arithmétique des superficies partielles actives entre des isochrones contiguës de l'écoulement

$$\bar{f} = \frac{F_a}{t_s} = \frac{l_a b_a}{t_s} = v b_a = v b \lambda, \quad (14)$$

où  $b_a = \lambda b$  dénote la largeur moyenne de toute la superficie active du bassin récepteur étant  $\lambda$  fois plus grande que la largeur moyenne de tout le bassin  $b = F/L$ ; selon la valeur du rapport  $l_a/L$ , le coefficient  $\lambda$  peut varier de  $\lambda_{\min} = 1$  (avec  $l_a = L$ ) jusqu'à  $\lambda = \lambda_{\max} = B/b$  (avec  $l_a \approx 0$ ), où  $B$  signifie la largeur maximum (mesurée le long de l'isochrone) du bassin.

$\bar{p}$  — est la valeur moyenne arithmétique de la partie active et la plus intensive de l'affluent

$$\bar{p} = \frac{h_\tau}{\tau} = \frac{v h_\tau}{L} = \frac{v h_\tau b}{F} \quad (15)$$

Substituant les expressions (14) et (15) conformément dans les formules (13') et (13'') nous allons avoir :

$$Q_{\max} = v h b \lambda \rho' \theta' \quad \text{avec } \tau > t_s \quad (16')$$

$$Q_{\max} = v h_\tau b \rho'' \theta'' \quad \text{avec } \tau < t_s \quad (16'')$$

D'après les expressions (12') et (12'') il s'en suit, que les coefficients  $\rho' \geq 1$  et  $\rho'' \geq 1$  dépendent du degré de l'irrégularité et du caractère de simultanéité des variations des ordonnées correspondantes (multipliées entre elles) du graphique de l'afflux d'eau  $p_t = f(t)$  et de l'aréagramme du bassin de réception  $f_\tau = f(\tau)$

dans les intervalles  $t_s$  et  $\tau = L/v$ , dans les limites desquelles on détermine des valeurs moyennes.

Les coefficients  $\rho'$  et  $\rho''$  ne peuvent être égaux à l'unité, que dans trois cas : 1) où  $C_{vp} = 0$ , c'est-à-dire où l'afflux d'eau régulier  $p_t = \text{const}$ ; 2) dans le cas, où  $C_{vp} = 0$ , c'est-à-dire où l'aréogramme régulier  $f_\tau = \text{const}$ ; 3) quand le coefficient de corrélation entre des ordonnées correspondantes du graphique de l'afflux d'eau et de l'aréogramme est égal à zéro, c'est-à-dire quand  $R_{fp} = 0$ .

Toutefois, en réalité, on conçoit que  $\rho' \geq 1$  et  $\rho'' \geq 1$ , en tant que  $C_{vp} \geq 0$  et  $C_{vf} \geq 0$ , en même temps que  $R_{fp} \geq 0$  car, grâce au fait, que le débit maximum des crues  $Q_{\max}$  se forme en règle générale, sous condition que l'ordonnée maximum de l'aréogramme  $f_{\max}$  soit multipliée par l'intensité maximum de l'afflux d'eau  $p_{\max}$ , et toutes les autres ordonnées correspondantes s'aggrandissent d'abord simultanément et ensuite se diminuent aussi simultanément.

La largeur du bassin récepteur étant uniforme, les coefficients  $\rho'$ ,  $\rho''$  et  $\lambda$  deviennent égaux à l'unité. En outre, en cas de cette régularité de largeur du bassin, l'afflux d'eau, sur n'importe quelle unité de longueur du lit fluvial, est à peu près le même; l'intensité du remplissage du réseau fluvial aussi est toujours la même en toute sa longueur, et c'est pourquoi ni l'onde de crue, et, par suite, ni l'aplatissement de la crue, n'ont jamais lieu dans le réseau fluvial, (c'est-à-dire  $\theta' = \theta'' = 1$ ). Donc, si la largeur du bassin de réception est approximativement égale. les produits des coefficients  $\lambda \rho' \theta'$  et  $\rho'' \theta''$  des formules (16') et (16'') doivent à peu près être égaux à l'unité c'est-à-dire : si  $b_a = \beta = b$  on peut écrire que  $\lambda \rho' \theta' \approx 1$  et  $\rho'' \theta'' \approx 1$ .

En cas d'irrégularité de la largeur du bassin récepteur, (surtout quand le contour du bassin est piriforme), l'afflux d'eau dans le lit principal, étant de même irrégulier, produit une onde de crue, qui a l'air de se précipiter torrentiellement, de sorte que, enfin, elle s'aplatit dans son mouvement progressif, — ce qui conduit à la diminuation du débit maximum de crue.

En cas d'agrandissement de l'irrégularité de largeur du bassin, les coefficients  $\lambda > 1$  et  $\rho' > \rho'' > 1$  commencent à accroître, mais, autant que l'afflux d'eau le long de la rivière devient aussi plus irrégulier, les coefficients  $\theta' < \theta'' < 1$  diminuent.

Grâce au mouvement transitoire de l'eau (sans aucun affluent latéral) le long du tronçon d'aval de la rivière, le phénomène d'aplatissement se renforce surtout sur des grands bassins de réception.

Tenant compte de l'effet inverse, que les coefficients  $\lambda$ ,  $\rho'$ ,  $\rho''$  et  $\theta'$ ,  $\theta''$  produisent sur la valeur du débit maximum, il peut être admis, que le produit de  $\lambda \rho' \theta'$  et de  $\rho'' \theta''$  restent à peu près constant et proches de l'unité, quelle que soit l'irrégularité de la largeur du bassin récepteur, c'est-à-dire :

$$\lambda \rho' \theta' \approx 1, \quad \rho'' \theta'' \approx 1 \quad \text{si } \beta \geq b_a \geq b \quad (17)$$

Grâce à cette « circonstance favorable », il est bien possible, au lieu de se servir des équations (16') et (16'') pour le calcul des débits maxima des eaux de crue, d'utiliser des formules plus simples :

$$Q_{\max} = v h b = \frac{v h}{L} F = \frac{h}{\tau} F, \quad \text{si } \tau = \frac{h}{v} > t_s \quad (18')$$

$$Q_{\max} = v h_\tau b = \frac{v h_\tau}{L} = \frac{h_\tau}{\tau} F, \quad \text{si } \tau < t_s \quad (18'')$$

Après la substitution de l'expression (6) à la vitesse moyenne de parcours d'eau,  $v$ , et la simplification de cette formule, nous allons avoir pour les grands bassins récepteurs (quand  $\tau > t_s$ )

$$Q_{\max} = \frac{0,04}{n} I^{4/9} b^{4/3} h^{4/3} \quad (19')$$

et pour les petits bassins récepteurs (quand  $\tau < t_s$ )

$$Q_{\max} = \frac{0,04}{n} I^{4/9} b^{4/3} \frac{h^{4/3}}{\tau} \quad \text{où } h_{\tau} \leq h \quad (19'')$$

La durée  $t_s$  de l'afflux d'eau au réseau fluvial au temps des pluies battantes, ne surpasse pas généralement 60-80 minutes, et c'est pourquoi, pour le calcul des débits maxima des pluies battantes, on peut utiliser la formule (19'') à condition que la longueur du cours d'eau principal soit  $L > 5-10$  km.

La durée  $t_s$  de l'affluent d'eau des neiges fondues du printemps au réseau fluvial (en jours), selon la couche de l'écoulement total  $h$  (en mm) et des valeurs relatives de  $f_a/F$  et de  $f_m/F$  s'exprime par la formule empirique approximative

$$t_s \approx 1,5 \left( 1 - \frac{\alpha}{2} \frac{f_b}{F} + \frac{\beta}{2} \frac{f_m}{F} \right) \sqrt{h}.$$

Il se fait évident de cette formule, que si la couche de l'écoulement printanier  $h = 100-200$  mm, la durée de l'afflux d'eau des neiges fondues,  $t_s \approx 15-20$  jours, — même sur les superficies des bassins récepteurs non boisées et non marécageuses si  $f_b = f_m = 0$ . Il s'en suit que pour les crues printanières, en règle générale,  $\tau = L/v < t_s$ , et pour effectuer le calcul des débits maxima des crues nivales, on doit utiliser des formules de forme (18') ou (18'') comprenant la valeur indéfinie,  $h_{\tau}$  qui n'est pas encore connue.

En vertu des expressions (18') et (18'') on peut voir que le module du débit maximum de crue  $q_{\max} = Q_{\max} : F$  (en  $m^3/sec$  par  $km^2$  ou en  $mm/unité$  de temps) est égal dans les deux cas à la plus grande intensité moyenne de l'afflux concernant le temps de parcours d'eau  $\tau = L : v$  le long du cours d'eau principal :

$$q_{\max} = \frac{h}{\tau} \quad (\text{si } \tau > t_s) \quad (20')$$

$$q_{\max} = \frac{h_{\tau}}{\tau} \quad (\text{si } \tau < t_s) \quad (20'')$$

De là, on voit : 1) que pour le calcul des débits maxima d'eau de crue; il faut et pratiquement, il suffit, d'effectuer la schématisation du changement de la valeur maximale de l'intensité moyenne de l'affluent  $\bar{p} = h_{\tau} : \tau = f(\tau)$ , concernant l'intervalle de temps  $\tau$  à trouver des moyennes, mais non pas de changement chronologique de l'intensité de l'afflux  $p_t = f(t)$ ; 2) que sur bassin récepteur élémentaire, à condition que  $\tau = L/v \approx 0$ , le module de l'écoulement maximum est égal à l'intensité maximale de l'afflux d'eau

$$q_{\max} = \lim_{\tau \rightarrow 0} \frac{h_{\tau}}{\tau} = p_{\max} \equiv q_0$$

et ne dépend pas de la vitesse  $v$  de parcours d'eau et de la couche totale de l'écoulement de crue  $h$ .

3) que, sur des grands bassins récepteurs où  $\tau = L/v > t_s$ , au contraire, le module de l'écoulement maximum  $q_{\max} = h/\tau$  dépend, du temps de parcours d'eau  $\tau$  et de la couche de l'écoulement de crue  $h$  et ne dépend pas directement de l'intensité maximale de l'affluent d'eau  $p_{\max} \equiv q_0$ .

Se bornant à trois paramètres principaux de l'afflux d'eau dans le réseau fluvial, à savoir l'intensité maximale  $p_{\max} \equiv q_0$ , la couche totale  $h$  et la durée de l'afflux  $t_s$ , — nous pouvons exprimer (schématiser) la plus grande valeur de l'intensité moyenne de l'afflux d'eau  $\bar{p}_{\tau} = h_{\tau} : \tau = q_{\max}$  pour l'intervalle  $\tau$ , par la formule



suivante, déduite à l'aide d'interpolation

$$q_{\max} = \frac{h\tau}{\tau} = \frac{q_0}{1 + \left( \frac{q_0}{h} - \frac{1}{t_s} \right) \tau} = \frac{p_{\max}}{1 + \left( \frac{p_{\max}}{\bar{p}_{t_s}} - 1 \right) \frac{\tau}{t_s}} \quad (21)$$

où  $p_{t_s} = h : t_s$  signifie l'intensité moyenne pour toute la durée de l'affluent d'eau.

Des calculs effectués démontrent, qu'au cours de la formation des crues, — même en laps de durée de l'afflux d'eau superficiel, l'intensité maximum de l'afflux  $p_{\max}$  dépasse 5-6 fois l'intensité moyenne de l'affluent d'eau  $\bar{p}_{t_s} = h : t_s$ . Tenant compte d'une durée plus longue de l'affluent souterrain ( $t_s \approx \infty$ ) il peut être admis, que

$$\frac{p_{\max}}{\bar{p}_{t_s}} - 1 \approx \frac{p_{\max}}{\bar{p}_{t_s}}$$

Donc, pour le calcul des débits maxima des crues, on peut utiliser une formule semi-empirique d'interpolation, qui est plus simple et même plus régulière, tout au fond :

$$q_{\max} = \frac{q_0}{1 + \frac{q_0}{h} \tau} = \frac{q_0}{1 + \frac{q_0}{h} \frac{L}{v}} \quad (22)$$

En mesurant  $h$  en millimètres,  $q_{\max}$  et  $q_0$  en  $\text{m}^3/\text{sec}$  par  $\text{km}^2$ ,  $v$  — en  $\text{m}/\text{sec}$ ,  $L$  — en kilomètres (et par suite,  $\tau = L : v$  en milliers de secondes), on voit, que la formule (22) ne contient point de coefficients numériques.

La formule (22) satisfait à deux conditions théoriques nécessaires :

$$\text{si } \tau = 0 \quad q_{\max} = p_{\max} \equiv q_0 \quad (\text{I})$$

$$\text{si } \tau \geq t_s > 10 \frac{h}{q_0}, \quad q_{\max} \approx \frac{h}{\tau} = \frac{hv}{L} \quad (\text{II})$$

et représente une formule générale pour le calcul des débits maxima niveaux et pluviaux sur des bassins récepteurs de n'importe quelles dimensions, à condition qu'ils soient complètement encerclés par la pluie ou par la fonte des neiges. A titre d'un cas particulier de la formule (22), il en résulte de même la formule (19) pour le calcul des débits maxima des crues pluviales, la longueur du cours d'eau principal étant  $L > 5-10 \text{ km}$  (c'est-à-dire plus exactement, en cas où  $\tau > 10 h/q_0$ ).

Il est facile à démontrer d'une façon la plus générale y compris les deux cas extrêmes (I) et (II), que l'estimation des modules maxima de l'écoulement  $q_p$ , (la probabilité du dépassement  $p\%$  étant donnée), peut être effectuée selon les valeurs des paramètres de l'affluent  $q_{op}$  et  $h_p$  de la même probabilité du dépassement, c'est-à-dire à l'aide de la formule :

$$q_p = f(q_{op}, h_p) = \frac{q_{op}}{1 + \frac{q_{op}}{h_p} \tau} \quad (22^*)$$

Des particularités spécifiques du processus de formation des débits maxima des crues nivales et pluviales, et surtout la différence de la vitesse de décroissance des modules de l'écoulement nival et pluvial, avec l'augmentation des dimensions du bassin récepteur, se reflètent par la formule générale (22\*) par suite de différence essentielle des valeurs des paramètres  $q_{op}$  et  $h_p$  concernant des crues nivales et pluviales.

Par suite des variations intrajournalières de l'intensité de la fonte des neiges et de l'afflux d'eau des neiges fondues dans le réseau des lits fluviaux, la formule (22\*)

nous décèle la caractéristique du débit maximum moyen journalier  $Q_{\max} = q_{\max} F$ , tandis que le paramètre  $q_{0p}$  fait refléter la valeur maximum de l'intensité moyenne journalière de l'afflux d'eau de neige fondue dans le réseau du lit fluvial.

Effectuant la mesure de  $q_0$  en  $m^3/sec$  par  $1 km^2$  et  $h$  en millimètres, on voit que le rapport  $q_{0p} : h_p$  est à peu près égal à 0,003-0,004 pour les crues nivales, et 3-4 pour les crues pluviales.

Passons nous maintenant à l'examen de la méthode de détermination des paramètres de la formule fondamentale (22\*) et son application pratique au calcul des débits maxima des crues des neiges et des pluies.

La couche de l'écoulement printanier  $h_p$  de probabilité de dépassement donnée  $p\%$ , peut être déterminée au moyen de trois méthodes : 1) selon les cartes de la couche moyenne  $h_m$  et le coefficient de variation de la couche d'écoulement printanier  $C_v$ , composées sur la base des observations hydrométriques sur les rivières du territoire considéré, admettant que le coefficient d'asymétrie  $C_s = 2C_v$ ; 2) selon les courbes de répartition de couche de l'écoulement printanier, tracées sur la base des observations hydrométriques concernant des fleuves-analogues voisins; 3) en effectuant le calcul de  $h_p$  selon les débits maxima printaniers  $Q_p$  sur des fleuves-analogues à l'aide de formule (24) (établie si-dessous).

La valeur maxima de l'intensité moyenne journalière de l'afflux des eaux de neige fondue  $q_{0p}$  de probabilité du dépassement  $p\%$  donnée, peut se calculer en dépendance de la couche de l'écoulement nival  $h_p$  de même probabilité du dépassement, et des valeurs relatives des quantités des bois et des marécages sur le bassin  $f_b/F, f_m/F$  à l'aide de la formule empirique

$$q_{0p} = \frac{\gamma}{\sigma} h_p, \quad \sigma = 1 + \alpha \frac{f_b}{F} + \beta \frac{f_m}{F} \quad (23)$$

où  $\gamma = 0,003$  pour tout le territoire de l'URSS, à l'exception des régions arides des steppes (le Kazakhstan, la partie méridionale de l'Outre-Volga), où  $\gamma = 0,0035-0,004$ .

$\alpha$  et  $\beta = 2$  pour les bois de conifères et pour des hautes tourbières;

$\alpha$  et  $\beta = 1,5$  pour les bois mixtes et pour des marais de transition;

$\alpha$  et  $\beta = 1,0$  pour les bois à feuilles et pour des marais de dépression.

En raison de commodité des calculs des valeurs maxima des débits moyens journaliers d'eau nivale  $Q_p$ , et tenant compte de l'expression (23) et du coefficient  $r$  de l'effet de la régularisation par des lacs et des étangs, la formule (22\*) peut être présentée sous la forme suivante :

$$Q_p = \frac{\gamma h_p F r}{\sigma + 86,4 \gamma \tau} \quad \text{ou} \quad h_p = \frac{\sigma + 86,4 \gamma \tau Q_p}{\gamma r F} \quad (24)$$

où  $\tau = L : 86,4$  indique le temps de parcours d'eau (en jours) le long du fleuve  $L$  calculé aux termes de la formule (6).

Des valeurs correspondantes de la couche de l'écoulement de crue nivale  $h_p$  se font calculer selon la formule (24) pour les 3-5 valeurs arbitraires de la valeur maximum du module moyen journalier  $q_p = \frac{Q_p}{F}$  à la base desquelles on trace la courbe de relation  $q_p - f(h_p)$  ou  $Q_p = f(h_p)$ , qui permet de déterminer, selon la couche de l'écoulement de crue  $h_p$  des débits de neige maxima, de n'importe quelle probabilité du dépassement  $p\%$ , qui nous intéresse.

Les formules ci-dessus rédigées pour le calcul des débits d'eau maxima (1, 5, 7) et (24) sont toutes documentées selon des observations hydrométriques, effectués à peu près sur 200 rivières de l'URSS. — Les meilleurs résultats à ce propos ont été donnés par la formule semi-empirique (24); les pires — par la formule empirique (1);

la valeur intermédiaire entre eux montrent des formules empiriques généralisées (7) et (5).

On observe sur les petits bassins récepteurs, — où le temps de parcours d'eau  $\tau = L : v$  en longueur  $L$  du cours d'eau principal est plus court qu'un seul jour, — qu'il se produit des variations interdiurnes des débits niveaux. En ce qui concerne de tels bassins récepteurs (où  $\tau < 1$  jour), outre la valeur maximum du débit moyen journalier  $Q_p$ , on détermine aussi le débit maximum interdiurne  $Q'_p$  — en utilisant pour cet objet le coefficient de transition

$$Q'_p = k_\tau Q_p \quad ; \quad k_\tau = \frac{k_0}{1 + (k_0 - 1) \tau} \quad , \quad (25)$$

où  $\tau = L : 86,4 v$  — le temps de parcours (en jours) correspondant au débit cherché  $Q'_p$ ; le paramètre  $k_0$  est à peu près égal à 2-3 dans la zone des forêts, à 3-4 dans la zone des forêts et des steppes et à 4-5 dans la zone des steppes, et 5-6 dans les régions arides des steppes.

On effectue le calcul à l'aide de la formule (25) par la voie de l'allure inverse des calculs. Tout d'abord, à l'aide de trois ou quatre valeurs arbitraires de module des débits maxima interdiurnes  $q'_p = Q'_p : F$  on effectue les calculs des valeurs correspondantes  $Q_p = Q'_p : k_\tau$  par la formule (25); ensuite, au moyen de la formule (24), on fait les calculs des valeurs de la couche de l'écoulement de crue  $h_p = f(Q_p)$  qui correspondent à trois ou quatre valeurs obtenues des débits maxima moyens interdiurnes  $Q_p$ . Selon les trois ou quatre valeurs  $h_p$ ,  $Q_p$  et  $Q'_p$  correspondantes, on trace des courbes de relation  $Q_p = f(h_p)$ ,  $Q'_p = f_1(h_p)$ , par lesquelles on détermine des valeurs  $Q_p$  et  $Q'_p$  qui nous intéressent et qui correspondent à la valeur de calcul de la couche  $h_p$  d'écoulement de crue.

Pour pouvoir vérifier la méthode de calcul des débits, maxima des neiges sur les petits bassins récepteurs, on a utilisé des matériaux d'observation sur plusieurs stations de l'écoulement.

Passons à l'examen des méthodes pratiques de calcul des débits maxima des crues pluviales.

Si la longueur de cours d'eau principal  $L$  surpasse 5-10 km (c'est-à-dire plus exactement, quand  $\tau > 10 h/q_0$ , le débit maximum d'eau de crue pluviale  $Q_p$  se forme sur le compte de toute la couche de l'écoulement de crue  $h_p$ , et compte tenu du coefficient  $r$  de régularisation par des lacs et des étangs, et, conformément aux expressions (22\*) et (6), peut être exprimé par la formule plus simple de forme (19').

$$Q = \frac{rvh_p}{L} F = rvh_p b = \frac{0,004}{n} I^{4/9} (bh_p r)^{4/3} \quad (26)$$

La couche de calcul de l'écoulement de crue pluviale  $h_p$  (en mm) d'une probabilité de dépassement  $p\%$  donnée semble être déterminée le plus sûrement à l'aide des valeurs connues  $Q_p$ ,  $v$ ,  $b$ ,  $r$  pour rivières analogues les plus proches par la formule :

$$h_p = \frac{Q_p}{vbr} \quad (26*)$$

En l'absence des rivières analogues, éclairées par des observations hydro-métriques, on effectue des calculs de la couche de l'écoulement des crues pluviales  $h_p$  de probabilité de dépassement donnée  $p\%$  par la formule :

$$h_p = (\sqrt{H_p} - \sqrt{H_0})^2 \quad (27)$$

où  $H_p$  dénote la couche totale des chutes au cours d'une pluie (ou au cours d'un jour)

en mm de probabilité de dépassement donnée, et se détermine par les observations sur des stations météorologiques par voie de construction des courbes de répartition des probabilités.

$H_0$  — dénote la couche des pertes initiales des précipitations jusqu'au moment de formation de l'écoulement qui prend part à l'humidification du sol, au remplissage des microcavités à sa surface et à l'infiltration; la valeur de  $H_0$  se détermine à l'aide d'une table spéciale selon le type du sol, de végétation et de zone climatique. Par exemple, pour les terres noires de la zone des steppes et de la zone des steppes et des forêts,

$$H_0 \approx 15-20 \text{ mm.}$$

La plus sûre détermination de la couche des pertes initiales  $H_0$  à la base des valeurs  $H_p$  et  $h_p$  d'une même probabilité de dépassement, bien connues pour une rivière analogue, se fait par la formule :  $H_0 = (\sqrt{H_p} - \sqrt{h_p})^2$ . (28)

Quand les sols de plusieurs types, caractérisés par des différentes valeurs de pertes initiales  $H_0$ , sont présentés sur le bassin récepteur, la couche moyenne de l'écoulement de crue  $h_p$  pour tout le bassin, se détermine comme une valeur arithmétique moyenne par poids des valeurs particulières de la couche de l'écoulement, concernant des superficies particulières correspondantes du bassin récepteur.

La longueur  $L$  étant moins de 5-10 km, le calcul des débits maxima pluviaux se fait à l'aide de la formule générale (22\*) par la méthode d'approximation successive, en posant dès le commencement de calcul, la vitesse moyenne de parcours d'eau  $v = v'$  d'être arbitraire dans les limites de 0,5-1,0 m/sec.

L'intensité maximum de l'afflux des eaux pluviales peut être calculée par la formule

$$q_{0p} = 16,67 \frac{\gamma'}{\sigma} (H_p - H_0) \quad (29)$$

où  $\gamma'$  est le coefficient climatique, caractérisant le rapport entre la couche de précipitations  $H_p$  et l'intensité maximum instantanée de pluie,  $I_p$  mm/min, de même probabilité :  $I_p = \gamma' H_p$ . Pour la zone des steppes  $\gamma' = 0,05-0,06$ ; pour la zone des steppes et des forêts  $\gamma' = 0,04-0,05$ ; pour la zone des forêts (et de même pour la zone des pluies des moussons)  $\gamma' = 0,03-0,04$ .

Le paramètre  $\gamma'$  caractérise aussi le rapport entre l'intensité moyenne de l'infiltration  $k$  (en mm/min) avant le commencement de formation de l'écoulement et la couche des pertes initiales :

$$H_0 = \frac{k}{\gamma'} \quad (30)$$

La méthode de calcul des débits pluviaux maxima  $Q_{\max}$  et de la couche d'écoulement de crue pluviale  $h_p$  se confirme par des données d'observations sur les stations de l'écoulement et par les données de mesures de plus que 200 débits pluviaux maxima selon les cotes des hautes eaux sur des petits cours d'eau temporaires dans les régions des steppes de l'URSS.

Les questions urgentes que l'étude de l'écoulement des crues a posé sont suivantes :

1. La propagation des précipitations pluviales sur la superficie du bassin.
2. La généralisation des données des observations sur les précipitations pluviales pendant des périodes de 2, 3... et de plusieurs jours pluvieux.
3. L'étude du procès de formation d'une couverture de neige sur un bassin de réception.

4. Le calcul de l'intensité de fonte de neige et du rendement d'eau de neige.
5. Le calcul des vitesses différentes de ruissellement par les versants et par le réseau fluvial.
6. L'étude et la schématisation de l'affluent d'eau dans le réseau fluvial compte tenant de l'affluent souterrain sous conditions de divers éléments du paysage géographique.
7. Le perfectionnement des méthodes de calcul des pertes d'eau par infiltration dans le sol.

Ces questions, autant que toute une série d'autres, exigent l'organisation des vastes explorations expérimentales dans les conditions naturelles, ce qui est déjà mis en exécution en URSS sur des stations spéciales d'écoulement et dans les laboratoires hydrologiques.



# MÉTHODE EMPIRIQUE D'ÉVALUATION DES DÉBITS DES CRUES PROBABLES

Prof. Dr. Ing. KAZIMIERZ DEBSKI  
*Haute Ecole d'Agriculture, Varsovie, Pologne*

## RÉSUMÉ

A la base de la méthode présentée dans ce rapport est l'équation :

$$Q_p = Q_{50} [1 + C_v \Phi(p, s)],$$

où signifient

$Q_p$  — Débit maximum annuel à fréquence  $p$  %,

$Q_{50}$  — Débit maximum annuel à fréquence 50 %,

$C_v$  — coefficient de variabilité de la série statistique des débits maxima annuels,

$s$  — coefficient d'asymétrie de la même série,

$\Phi(p, s)$  — fonction de la fréquence et de l'asymétrie calculée au moyen de la méthode des décimales.

Trois cas peuvent advenir :

1. On connaît la valeur de la décimale supérieure  $Q_{10}$ , la valeur de la médiane  $Q_{50}$  et celle de la décimale inférieure  $Q_{90}$ .

2. Seule la valeur de la médiane  $Q_{50}$  est connue.

3. Ni la médiane  $Q_{50}$ , ni les valeurs des décimales  $Q_{10}$  et  $Q_{90}$  ne sont connues.

Dans le cas 1, on calculera les coefficients  $C_v$  et  $s$  en se basant sur les valeurs connues de la médiane et des décimales et en utilisant les formules présentées par la méthode des décimales. Les valeurs de la fonction  $\Phi(p, s)$  sont citées dans des tables.

Dans le cas 2, on calculera  $C_v$  en fonction du coefficient de variabilité des débits annuels moyens. La valeur de  $s$  sera déterminée approximativement : on supposera une répartition symétrique, envers leur médiane, des logarithmes des débits maxima.

Dans le cas 3, on trouvera la valeur de la médiane à l'aide d'une formule empirique présentant une fonction de l'étendue du bassin versant et des caractéristiques physiographiques de celui-ci.

La valeur de  $C_v$  sera évaluée d'après les conditions moyennes, la valeur de  $s$  comme dans le cas 2.

\* \* \*

Les formules empiriques doivent remplir les conditions suivantes :

1. Les formules doivent être construites de manière que leurs valeurs paramétriques puissent être comparées avec les résultats des mesures et des calculs précis basés sur les mesures; qu'elles puissent être vérifiées et si nécessaire corrigées. Il doit être possible d'ajuster les calculs exécutés au moyen de ces formules aux résultats des mesures et des observations directes.

2. Les paramètres doivent présenter des valeurs d'un caractère régional, c.-à-d. on doit pouvoir dresser leurs valeurs sur des cartes géographiques et tracer ainsi des isorithmes donnant l'image de la répartition des valeurs paramétriques dans le pays.

3. Il doit être possible d'ajuster ces valeurs paramétriques, calculées pour un certain bassin versant, aux conditions physiographiques particulières régnant dans de différentes parties du bassin.

4. Il faut que les valeurs paramétriques représentées sur les cartes puissent être complétées systématiquement par les résultats de nouvelles recherches et que les isorithmes puissent être corrigées.

Aux conditions citées ci-dessus répond l'équation générale

$$Q_{p\%} = Q_{50\%} [1 + c_v \Phi(p, s)] \quad (1)$$

où signifient :

$Q_{p\%}$  — le débit maximum annuel à probabilité de  $p\%$  en  $m^3/sec$ ;

$Q_{50\%}$  — la médiane de la série statistique des débits maxima annuels, en  $m^3/sec$ ,

$c_v$  — le coefficient d'irrégularité;

$s$  — le coefficient d'asymétrie;

$\Phi(p, s)$  — une fonction de la probabilité  $p\%$  et du coefficient d'asymétrie  $s$ .

Les coefficients d'irrégularité et d'asymétrie, ainsi que les valeurs de la fonction  $\Phi(p, s)$  peuvent être évaluées au moyen de la méthode des décimales proposée par l'auteur <sup>(1)</sup>.

On peut supposer l'apparition de trois cas suivants :

a) Il existe une série suffisamment longue formée d'observations suffisamment précises qui permet de former une série statistique et de déterminer toutes les trois grandeurs paramétriques,

b) la série d'observations peut servir seulement à déterminer la valeur de la médiane, mais ne suffit pas à calculer les coefficients d'irrégularité et d'asymétrie;

c) le manque d'observations ne permet pas de former une série statistique, ce qui rend impossible de calculer les grandeurs paramétriques sur la base des observations directes.

Dans chacun de ces trois cas le moyen de se servir de l'équation (1) doit être différent. On les examinera successivement.

## CAS 1

Supposons qu'il existe une longue série d'observations des hauteurs d'eau et que la courbe des débits est connue dans toute l'étendue des hauteurs maxima annuelles, Cela permet de déterminer les débits maxima annuels, d'en former une série statistique et de tracer sur une échelle de probabilité le graphique des fréquences cumulées égalisées, c.-à-d. une courbe de probabilité.

Au moyen de cette courbe on trouve les valeurs des décimales extrêmes et la valeur de la médiane, c.-à-d. les valeurs de la décimale supérieure  $d_1$  pour l'abscisse  $p = 10\%$ , de la décimale inférieure  $d_9$  pour l'abscisse  $p = 90\%$  et de la médiane pour l'abscisse  $p = 50\%$ .

En connaissant ces grandeurs on peut calculer les caractéristiques de la série statistique et construire une fonction de probabilité qui lui correspond.

Dans la méthode des décimales on calcule les caractéristiques de manière suivante :

$$a) \text{ l'écart décimal } v = \frac{d_1 - d_9}{2}$$

$$b) \text{ mesure d'asymétrie } r = d_1 + d_9 - 2d_5$$

$$c) \text{ coefficient de variabilité } C_v = \frac{v}{d_5} = \frac{d_1 - d_9}{2d_5}$$

$$d) \text{ coefficient d'asymétrie } s = \frac{r}{v} = \frac{(d_1 + d_9 - 2d_5) 2}{d_1 - d_9}$$

<sup>(1)</sup> K. DEBSKI, Lignes courbes de probabilité des phénomènes hydrologiques. *Acta Geophysica Polonica*. Vol. IV, Nr. 2, 1956, Varsovie.

Les coefficients étant calculés on peut trouver dans les tables <sup>(2)</sup> les valeurs de la fonction  $\Phi(p, s)$  pour de différentes probabilités  $p\%$  et puis, à l'aide de l'équation (1) on peut déterminer les débits aux probabilités voulues.

## CAS 2

Supposons qu'il existe une longue série d'observations limnimétriques des hauteurs maxima annuelles, mais qu'on ne connaît pas, pour le limnimètre donné, la forme de la courbe des débits dans la zone des hauteurs supérieures au maximum moyen.

Les observations des niveaux limnimétriques permettent cependant de déterminer la médiane des hauteurs maxima annuelles et par suite elles permettent de déterminer, au moyen de la courbe des débits, la valeur des débits maxima annuels. Les autres paramètres,  $c_v$  et  $s$ , doivent être trouvés au moyen de formules empiriques.

Entre le volume de l'écoulement annuel et les débits maxima annuels il existe une corrélation qui entraîne par suite une corrélation entre les coefficients de variabilité des volumes de l'écoulement annuel et des débits maxima annuels. Cette corrélation peut être exprimée par l'équation

$$c_v = a \bar{c}_v \quad (2)$$

où signifient :

$c_v$  — le coefficient de variabilité des débits maxima annuels,

$\bar{c}_v$  — le coefficient de variabilité des débits moyens annuels,

$a$  — un coefficient qui représente l'influence d'autres facteurs.

L'équation (2) a été décrite dans le rapport de l'auteur présenté à la Conférence de notre Association à Dijon en 1956 <sup>(3)</sup>.

Là aussi on a cité plusieurs exemples concernant les rivières polonaises et on a proposé une équation générale exprimant la valeur du coefficient  $a$  en fonction linéaire du coefficient de la rétention du sol ( $\alpha$ ) :

$$a = 2,55 - 0,035 \alpha \quad (3)$$

Cette équation est valable dans les limites  $\alpha = 1,7\%$  jusqu'à  $\alpha = 40\%$ ; coefficient  $\alpha$  en pour-cents.

### Le calcul du coefficient de rétention du sol

Pour la solution de l'équation (3) on doit connaître le coefficient de rétention  $\alpha$ . On l'a défini comme rapport

$$\alpha = \frac{\Delta R}{\Delta W} \quad (4)$$

où signifient :

$\Delta W$  — valeur de l'abaissement du niveau des eaux phréatiques, pendant une période de sécheresse, dans les puits d'observation des eaux phréatiques situés dans le bassin versant, en mm;

$\Delta R$  — diminution de la quantité d'eau souterraine retenue dans le bassin pendant la même période de sécheresse. Cette diminution est exprimée comme indice de rétention, c.-à-d. par le rapport de la quantité d'eau envers la superficie du bassin, en mm.

<sup>(2)</sup> Dans la publication « *Acta Geophysica Polonica* », loco citato.

<sup>(3)</sup> K. DEBSKI. Variabilité des débits annuels maxima. Association Internationale d'Hydrologie Scientifique. Symposia Darcy. Dijon 1956.

La valeur de  $\Delta R$  peut être calculée selon la règle de la progression géométrique décroissante. Le mode de ce calcul fut indiqué dans l'ouvrage de l'auteur présenté à la Conférence de notre Association à Bruxelles en 1951 <sup>(4)</sup>.

Le volume retentionné est déterminé par l'équation

$$S = \frac{86400 Q_0}{1 - q} \text{ m}^3 \quad (5)$$

ou

$$q = \left( \frac{Q_r}{Q_0} \right)^{1/r} \quad (6)$$

Ces équations nous permettent de calculer l'indice de retention (en mm) :

$$R = \frac{86,4 Q_0}{A (1 - q)} \quad (7)$$

et la diminution de la rétention pendant la période de l'alimentation de la rivière par les eaux souterraines seules :

$$\Delta R = \frac{86,4 (Q_0 - Q_r)}{A \left[ 1 - \left( \frac{Q_r}{Q_0} \right)^{1/r} \right]} \quad (8)$$

Dans ces équations signifient :

$Q_0$  — le débit d'étiage, au commencement de la période de sécheresse, dans la section de la rivière fermant le bassin versant étudié, en m<sup>3</sup>/sec;

$Q_r$  — le débit d'étiage, à la fin de la période de la sécheresse, après  $r$  jours, dans la même section;

$r$  — le nombre de jours de la période du calcul;

$A$  — la superficie du bassin versant, en km<sup>2</sup>.

Nous pouvons déterminer la grandeur  $\Delta W$ , figurant dans le dénominateur de la partie droite de l'équation (4) en nous basant sur les observations des niveaux des eaux phréatiques. Les puits d'observation doivent être choisis dans la proximité des lignes de partage des eaux à une certaine distance des rivières importantes.

Si on manque d'observations des niveaux des eaux phréatiques et si par conséquent le calcul du coefficient de rétention est impossible, on peut supposer celui-ci égal aux valeurs suivantes :

a) dans les bassins versant des rivières de montagne  $\alpha = 1,6$  à 3 %;

b) dans les bassins des rivières venant d'une région accidentée, mais non montagneuse  $\alpha = 2,5$  à 5 %;

c) dans les bassins des rivières de plaine,  $\alpha$  varie depuis 5 % jusqu'à 30 %, ou même 40 %, selon les conditions de l'emmagasinement des eaux souterraines.

#### *Manière de déterminer le coefficient d'asymétrie*

Dans le cas considéré on manque de chiffres permettant d'évaluer le coefficient d'asymétrie. Cette valeur peut être appréciée approximativement à condition qu'on suppose des conditions moyennes. Or, les séries statistiques formées des débits maxima annuels sont généralement asymétriques envers la médiane, par contre les séries formées de logarithmes de ces débits sont pour la plupart symétriques, ou presque symétriques

<sup>(4)</sup> K. DEBSKI. Alimentation souterraine de la Vistule comme fonction de rétention et le bilan du circuit des eaux dans le bassin. Association Internationale d'Hydrologie Scientifique. Assemblée générale de Bruxelles, 1951. Tome III, Unesco.

envers la médiane. Le graphique de probabilité d'un tel groupement présente d'habitude une droite. Si on le conçoit pour règle, on peut dresser une équation, comme suit :

$$\log Q_{p\%} - \log Q_{50\%} = \log Q_{50\%} - \log Q_{(100-p)\%} \quad (9)$$

d'où on obtient

$$Q_{p\%} \cdot Q_{(100-p)\%} = (Q_{50\%})^2$$

Si on substitue dans cette équation les symboles de l'équation (1), on obtient :

$$[1 + c_v \Phi(p, s)] \cdot [1 + c_v \Phi(100 - p, s)] = 1,$$

d'où dérive l'équation du rapport entre les coefficients de variabilité et d'asymétrie des groupements remplissant les conditions exprimées par l'équation (9) :

$$c_v = - \frac{\Phi(p, s) + \Phi(100 - p, s)}{\Phi(p, s) \cdot \Phi(100 - p, s)} \quad (10)$$

A l'aide des tables <sup>(5)</sup> de la fonction  $\Phi(p, s)$  et de l'équation (10) on peut déterminer les valeurs des coefficients de variabilité et d'asymétrie. En supposant  $p = 1\%$  on obtient :

|       |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|-------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $c_v$ | 0.2  | 0.3  | 0.4  | 0.5  | 0.6  | 0.7  | 0.8  | 0.9  | 1.0  | 1.1  | 1.2  | 1.3  | 1.4  | 1.5  | 1.6  |
| $s$   | 0.19 | 0.28 | 0.37 | 0.45 | 0.53 | 0.60 | 0.67 | 0.74 | 0.80 | 0.86 | 0.91 | 0.96 | 1.00 | 1.04 | 1.08 |

La corrélation de ces coefficients est représentée par le graphique (fig. 1). Si on connaît  $c_v$ , on peut définir la valeur de  $s$ , puis la valeur de la fonction  $\Phi(p, s)$  et enfin le débit maximum probable  $Q_{p\%}$ .

Coefficient d'asymétrie

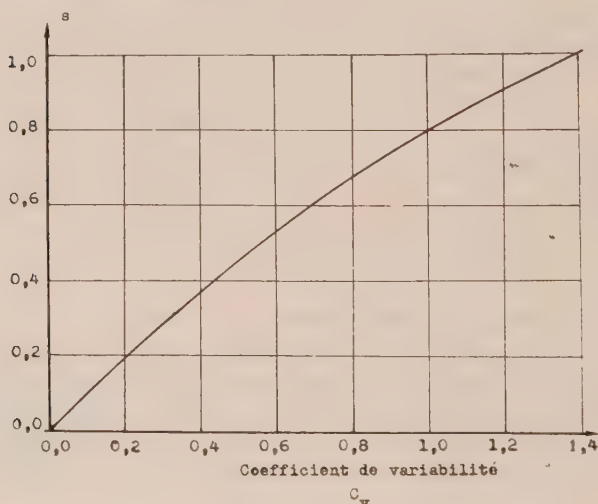


Fig. 1

<sup>(5)</sup> Voir la publication citée.



Supposons un manque complet d'observations limnimétriques qui rend impossible le calcul des valeurs paramétriques, basé sur des observations directes. Les paramètres de l'équation (1) peuvent être alors évaluées uniquement au moyen des formules empiriques.

### *L'évaluation de la médiane des débits maxima*

Pour évaluer la médiane des débits maxima on peut se servir de la formule empirique :

$$Q_{50\frac{1}{2}} = C A^{2/3} \quad (11)$$

où signifient :

$Q_{50\%}$  — la médiane de la série statistique des maxima annuels, en  $m^3/sec$ ;  
 $C$  — une valeur caractéristique et constante pour la rivière et la section donnée;  
 $A$  — la superficie du bassin versant, en  $km^2$ .

La formule (11) a été déduite pour la Pologne à la base de maints jaugeages et des observations limnimétriques effectuées pendant une longue période à quelques centaines de limnimètres. La base expérimentale de cette formule est ainsi suffisamment solide. Si on suppose  $A = 1 km^2$ , on obtient  $Q_{50\%} = C$ .

Les valeurs expérimentales de  $C$  sont basées sur les jaugeages et elles ont été calculées à l'aide de l'équation

$$C_0 = \frac{Q_0}{A_0^{2/3}} \quad (12)$$

où  $Q_0$  signifie une valeur connue du débit maximum annuel à fréquence 50 %,  $A_0$  — la superficie du bassin versant en  $km^2$ ,  $C_0$  — la valeur cherchée du coefficient (tab. 1, par exemple).

L'évaluation du coefficient  $C$  pour les grandes rivières de notre pays ne présente pas de difficulté, car les débits de ces rivières sont connus d'une manière suffisante. Quant aux petites rivières il manque encore toujours de données hydrométriques et limnimétriques qui puissent permettre d'évaluer les coefficients dans chacun des cas considérés.

Aussi il a été nécessaire de trouver des relations empiriques qui puissent permettre l'évaluation des coefficients  $C$  propres à certaines parties d'un bassin, pour l'entier duquel le coefficient  $C_0$  est connu.

La formule d'adaptation aura la forme

$$C = Z_1 Z_2 C_0 \quad (13)$$

Les coefficients d'adaptation seront trouvés au moyen de formules empiriques

$$1. \quad Z_1 = \left(\frac{P}{P_0}\right)^{2,73} \cdot \left(\frac{H}{H_0}\right)^{0,36} \cdot \left(\frac{I}{I_0}\right)^{0,18} \quad (14)$$

$$2. \quad Z_2 = \left(\frac{A}{A_0}\right)^{0,25} \cdot \left(\frac{L}{L_0}\right)^{0,50} \quad (15)$$

TABLE 1

Coefficients de la formule  $Q_{50\%} = C A^{2/3}$ 

| No. | Fleuves<br>et<br>rivières | Limnimètre             | Superficie<br>du bassin<br>versant km <sup>2</sup> | Coef-<br>ficient<br>C <sub>0</sub> | Secteur<br>de la rivière                                     |
|-----|---------------------------|------------------------|--|------------------------------------|--|
| 1   | 2                         | 3                      | 4  | 5                                  | 6  |
| 1   | Wisla                     | Goczałkowice<br>Kraków | 909.—<br>8021.—                                    | 2.24<br>2.02                       | Wisla-Maconia<br>(A = 54,6 km <sup>2</sup> )<br>Goczałkowice |
|     |                           | Sandomierz             | 31781.—  | 2.24                               | En amont de l'em-<br>bouchure du San                         |
|     |                           | Chwałowice             | 50585.—  | 2.17                               |  |
|     |                           | Warszawa               | 85176.—  | 1.69                               | En amont de l'em-<br>bouchure du Bug                         |
|     |                           | Modlin                 | 158952.—   | 1.29                               |  |
|     |                           | Tczew                  | 193170.—   | 1.20                               |  |
| 3   | Sola                      | Oswiecim               | 1388.—   | 3.00                               | Sur tout le cours  |
| 4   | Skawa                     | Zator                  | 1151.—   | 2.80                               | Sur tout le cours  |
| 5   | Raba                      | Książnice              | 1354.—   | 3.26                               | En aval de Mszana<br>Dolna (A = 162 km <sup>2</sup> )        |
| 6   | Dunajec                   | Waksmund               | 700.2  | 3.10                               | En aval de Waksmund  |
| 9   | Nida                      | Brzegi                 | 2204.—   | 0.55                               | En aval de Brzegi  |
| 11  | San                       | Radymno                | 5866.—   | 3.24                               | Dwernik - Radymno  |
|     |                           | Radomysl               | 16870.—  | 2.36                               |  |
| 12  | Wislok                    | Krosno                 | 588.2  | 2.60                               | En aval de Krosno  |
| 13  | Kamienna                  | Bzin                   | 277.4  | 1.37                               | En aval de Bzin  |
| 14  | Wieprz                    | Zwierzyniec            | 432.6  | 0.36                               | En aval de Zwie-<br>rzyniec                                  |
| 15  | Tysmienica                | Tchórzew               | 2471.0   | 0.11                               |  |
| 17  | Pilica                    | Szczekociny            | 353.6  | 0.63                               | En aval de Szczeko-<br>ciny                                  |
| 18  | Bug                       | Kamionka<br>Strumilowa | 2392.0   | 0.58                               |  |
|     |                           | Zegrze                 | 67764.0  | 0.60                               |  |
| 20  | Krzna                     | Małowa Góra            | 2938.8   | 0.50                               |  |
| 22  | Liwiec                    | Lochów                 | 2432.5   | 0.60                               |  |
| 23  | Narew                     | Siemionówka            | 1006.—   | 0.55                               | En aval de Siemio-<br>nówka                                  |
| 24  | Biebrza                   | Osowiec                | 5816.—   | 0.48                               | En aval d'Osowiec  |
| 25  | Pisa                      | Ptaki                  | 3214.—   | 0.35                               |  |
| 26  | Omulew                    | Krukowo                | 1330.—   | 0.23                               | En aval de Krukowo   |
| 28  | Wkra                      | Strzegowo              | 2068.8   | 0.44                               | En aval de Strzegowo   |
| 29  | Bzura                     | Leczyca                | 420.0  | 0.335                              | En aval de Leczyca   |
| 30  | Drweca                    | Biała Góra             | 1783.—   | 0.17                               | En aval de Biała Góra  |
| 31  | Brda                      | Ciecholewy             | 682.—  | 0.18                               | En aval de Ciecholewy  |
| 32  | Czarna Woda               | Wawrzynowo             | 368.1  | 0.16                               | En aval de Waw-<br>rzynowo                                   |

TABLE 1 (suite)  
Coefficients de la formule  $Q_{50\%} = C A^{2/3}$

| No. | Fleuves<br>et<br>rivières | Limnimètre   | Superficie<br>du bassin<br>versant km <sup>2</sup> | Coef-<br>ficient<br>C <sub>0</sub> | Secteur<br>de la rivière                     |
|-----|---------------------------|--------------|--|------------------------------------|--|
| 1   | 2                         | 3            | 4  | 5                                  | 6  |
| 34  | Wierzyca                  | Sarnowy      | 146.7  | 0.18                               | En aval de Sarnowy<br>Bukwald - Althof       |
| 36  | Lyna                      | Bukwald      | 1910.—   | 0.36                               |  |
| 37  | Odra                      | Chalupki     | 4596.—   | 1.90                               |  |
|     |                           | Redzin       | 21617.—  | 1.06                               |  |
|     |                           | Slubice      | 53580.—  | 0.80                               | En aval de l'embou-<br>chure de la Warta     |
|     |                           | Kiniec       | 109093.—   | 0.66                               |  |
| 39  | Mala Panew                | Krupski      | 593.9  | 0.52                               |  |
|     |                           | Mlyn         |  |                                    | En aval de Krupski<br>Mlyn                   |
| 42  | Barycz                    | Odolanów     | 160.—  | 0.21                               |  |
| 44  | Bóbr                      | Jelenia Góra | 1043.—   | 0.76                               | En aval de Jelenia<br>Góra                   |
| 45  | Nysa                      | Gubin        | 3936.—   | 0.64                               |  |
|     | Luzicka                   |              |  |                                    | Kreciwilk-Uniejów<br>(9189 km <sup>2</sup> ) |
| 46  | Warta                     | Kreciwilk    | 68.4   | 0.62                               |  |
|     |                           | Poznan       | 25117.—  | 0.43                               |  |
|     |                           | Swierkocin   | 52278.—  | 0.35                               |  |
| 48  | Prosna                    | Mirków       | 1269.—   | 0.41                               | En aval de Mirków                            |
| 50  | Obra                      | Bledzew      | 3340.—   | 0.13                               |  |
| 51  | Notec                     | Czarnków     | 11764.—  | 0.19                               |  |
|     |                           | Nowe         | 15872.—  | 0.22                               |  |
|     |                           | Drezdenko    |  |                                    | En aval de Drezdenko                         |
| 52  | Glda                      | Pila         | 4601.—   | 0.30                               |  |
| 54  | Rega                      | Trzebiatów   | 2551.—   | 0.38                               | En aval de Trzebiatów                        |
| 55  | Parseta                   | Bardy        | 2944.—   | 0.30                               |  |
| 56  | Slupia                    | Slupsk       | 1470.—   | 0.22                               |  |

où signifient :

P — hauteur normale des précipitations atmosphériques annuelles;

H — hauteur au-dessus de la mer de la section fermant le bassin versant du cours d'eau;

I — pente, calculée comme rapport de la dénivellation entre les sources et la section étudiée du cours d'eau, envers la longueur de la vallée de celui-ci;

L — longueur de la vallée du cours d'eau;

A — superficie du bassin versant.

Dans les fractions figurent les valeurs sans l'indice 0 correspondant au bassin moindre pour lequel on cherche le coefficient d'adaptation et celles avec l'indice 0 qui ont rapport au bassin plus grand pour lequel nous connaissons C<sub>0</sub>.

La valeur du rapport  $C/C_0$  doit être enfermée dans les limites de 1,0 jusqu'à 1,5. Si elle dépasse ces limites on ne doit pas faire usage des formules (13) à (15).

### *Evaluation des coefficients de variabilité et d'asymétrie*

L'expérience nous a indiqué que les coefficients de variabilité des débits maxima annuels ne dépassent pas pour les rivières polonaises, les limites

$$0,3 < c_v < 1,28.$$

La limite inférieure c'est le cas de la Notec à Nowe Drezdenko, la limite supérieure c'est le cas de la Nysa Luzycka à Gubin <sup>(6)</sup>. Dans ces limites sont compris les coefficients de variabilité pour les rivières aux régimes divers.

En Pologne, pour les rivières de montagne aux bassins versant de 1000 jusqu'à 17000 km<sup>2</sup>, les coefficients de variabilité sont compris entre

$$0,767 < c_v < 0,910.$$

Les rivières de plaine, dont les cours supérieurs traversent les plateaux du Sud de la Pologne et dont les superficies des bassins versants sont comprises entre 6000 et 26000 km<sup>2</sup>, possèdent des coefficients du même ordre de grandeur. Ils sont compris dans les limites

$$0,727 < c_v < 1,021.$$

Les rivières dont les cours entiers sont situés dans les plaines du centre de la Pologne possèdent les moindres coefficients. La Narew et la Notec aux bassins versants de 7000 et de 26000 km<sup>2</sup> possèdent des coefficients compris entre

$$0,300 < c_v < 0,334.$$

Les fleuves polonais qui ont leurs sources dans les montagnes ou dans une région accidentée ont des coefficients compris entre ceux des rivières de montagne et ceux des rivières de plaine. Pour des superficies des bassins de l'ordre de grandeur 28000-200000 km<sup>2</sup> les coefficients sont compris entre

$$0,396 < c^0 < 0,655.$$

En disposant des données présentées sommairement ci-dessus on peut apprécier les coefficients de variabilité des autres rivières selon les normes correspondant aux conditions données.

Lorsque la hauteur moyenne au-dessus de la mer du bassin versant diminue vers l'aval de la rivière, les coefficients de variabilité des débits maxima diminuent généralement aussi. On peut citer comme exemple la Vistule dont les débits maxima à Nowy Bierun (1779 km<sup>2</sup>) ont un coefficient de variabilité égal à 0,875, tandis qu'à Tczew (193170 km<sup>2</sup>) celui-ci est égal à 0,437. De même les débits maxima du Bug à Włodawa (14076 km<sup>2</sup>) ont un coefficient égal à 0,700, tandis qu'à Zegrze (67764 km<sup>2</sup>) — égal à 0,492 à peine.

Cette indication nous autorise à supposer que les coefficients de variabilité des débits maxima annuels des rivières aux bassins de faible étendue auront des coefficients supérieurs aux valeurs citées ci-dessus.

Les coefficients d'asymétrie doivent être évalués de la manière décrite dans ce rapport plus haut, à l'aide du graphique (fig. 1) et de l'équation (9).

<sup>(6)</sup> K. DEBSKI. Coefficients de variabilité dans les études potamologiques. *Przegląd Geofizyczny*, Varsovie, 1956 (en polonais).

# THE STORM AND FLOODS OF OCTOBER 1954 IN SOUTHERN ONTARIO

Dr. D. V. ANDERSON (\*) and J. P. BRUCE (\*\*)

## ABSTRACT

### *Part A: J. P. BRUCE*

The storm of October 14-16, 1954 produced the greatest six hour to 48 hour rainfalls on record in Ontario. A brief review is given of the meteorological events of this storm and of historical storms of a similar nature. A depth-area-duration analysis of the rainfall is presented and the effects of the distribution of the rainfall on the runoff of main and tributary watersheds in Southern Ontario are discussed.

### *Part B: D. V. ANDERSON*

Field surveys were made of the October 14-16 floods in Southern Ontario. They revealed the effects of the flood on river channels, bridges and other structures. Detailed observations were made to reconstruct the hydrological history of the floods in the 350 square mile basin of the Humber where several methods were used to estimate hydrographs for its main and subsidiary branches. Comparison could then be made there between runoff and precipitation. Accordingly the infiltration to ground water could be determined in its sub-watersheds which have a variety of hydrological characteristics as a consequence of differences in topography and composition of overburden produced by glacial action. A review is presented of the field methods employed and the results obtained in these studies.

## 1. INTRODUCTION

A few countries in the world may have their streams and rivers so well gauged, and their rain gauge networks so dense, that it would not be profitable to conduct field surveys following severe storms and floods. Unfortunately, Canada is not one of these, and this paper describes an attempt to trace the events of a serious flood in Ontario largely by means of data taken in subsequent field surveys.

The storm of October 14-15, 1954, spawned by hurricane «Hazel», produced the greatest rainfall on record for 6 to 48 hour durations, in Ontario. The rainfall centre was some 20 miles north-west of Toronto within the 344 sq. mi. Humber Watershed, and floods on the Humber and other local streams were of devastating severity. The flood peak on the Humber River was about four times the previous record flood for the nine prior years of observations. Direct flood losses in southern Ontario were estimated at \$ 25 million and eighty lives were lost.

The occurrence of such a severe storm and flood in Ontario was unforeseen by many engineers, hydrologists and meteorologists, due largely to a lack of systematic study of all but the most recent storms and floods in the area. Actually, a storm development remarkably similar to that of «Hazel» had occurred in September, 1878. At that time the greatest rain depths were in Ohio, but sufficient rain fell in southern Ontario to cause very severe flooding.

(\*) Physicist, Division of Research, Ontario Dept. of Lands and Forests, Maple, Ontario.

(\*\*) Meteorologist, Meteorological Service of Canada, seconded to Ontario Dept. of Planning and Development, Toronto, Ontario.

*Note:* Published with permission of the Director of the Meteorological Service of Canada.



The events of the October 1954 storm have forcibly demonstrated, to the people of the area, the pertinence of flood control, protection and forecasting, and have provided great impetus to hydrometeorological and hydrological research in this region.

## 2. METEOROLOGICAL EVENTS

The meteorological factors involved in the storm development have been discussed at length by other writers (1,2,3). The brief description given here is intended merely to provide the background for the field survey details.

The meteorological stage was set for the severe storm in Ontario by an extra-tropical low, which on the morning of October 14, moved northeastward from Lake Michigan across the province. Its associated cold front moved eastward across western Ontario and became quasi-stationary in a North-South line just east of Toronto. (Fig. 1-A).

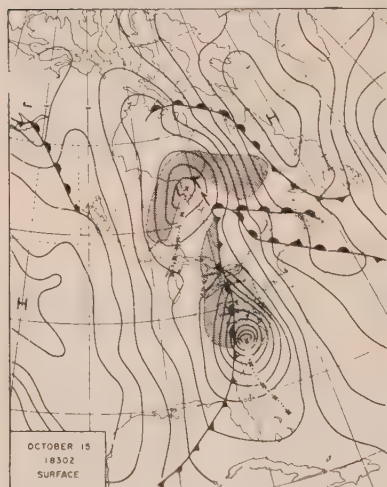


FIG. 1-A Surface map 1830 GMT, October 15, 1954.

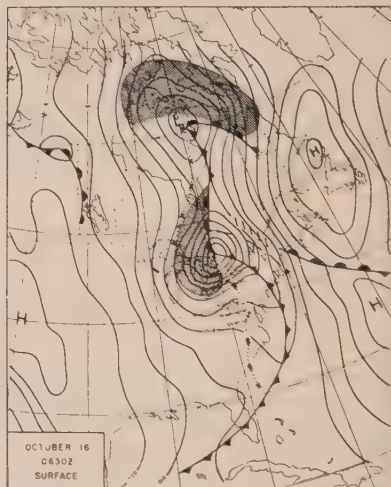


FIG. 1-B Surface map 0630 GMT, October 16, 1954.

Meantime the hurricane «Hazel» had moved inland in South Carolina. The tropical storm continued to be steered northward by the strong southerly flow which was present aloft in association with the North-South quasi-stationary front. The usual course of events with a tropical storm moving inland in this area, is for its energy to be dissipated on the eastern slopes of the Appalachian hills. In this case though, the front and its associated pressure and wind fields, provided a channel for the transfer of storm energy into an intense extra-tropical low north of the hills.

This transfer was accomplished by the development of a sharp low-level trough along the front north of the weakening tropical storm, as the moist tropical air borne by the storm clashed with cold air to the west of the front. The hurricane vortex then rapidly dissipated as it moved northward, and a new centre developed near Buffalo within the inverted V trough. The southerly flow aloft was intensified by these developments, and the new frontal low moved northward at 50 m.p.h. through

Ontario (Fig. 1:B) causing heavy rainfall, high winds, and devastation along its path.

Rain was nearly continuous on the 15th in the trough which covered the Toronto area, and gradually increased in intensity as the northward transfer of storm energy took place. The heaviest rain near the storm rainfall centre must have exceeded one inch per hour for the period from 8-12 p.m. (local time) on the 15th. The greatest 2-day total exceeded 11 inches.

### 3. DATA AVAILABLE

The information for study of the floods was drawn from a variety of sources. The meteorological features have been reported by the Meteorological Branch of the Canadian Department of Transport<sup>(2)</sup>. The Water Resources Branch of the Department of Northern Affairs and National Resources, which operates stream gauges in the area, provided estimated flows by extrapolation of their rating curves to the observed high water mark. All gauges in the area were over-topped or washed out. Surveys of the flooded valleys were conducted to establish their highwater profiles by the Conservation Branch of the Ontario Department of Planning and Development and these unpublished data have been used. A detailed report<sup>(4)</sup> of limited distribution of the results of the field surveys found necessary for a study of the floods, has supplied the balance of the material. Some of the engineering aspects have been treated in a paper by Clinch and Saaltink<sup>(5)</sup>.

There are many studies in the literature of severe storms. For example, a report<sup>(6)</sup> made by the Illinois State Water Survey and co-operating agencies gave particular stimulus to the field studies reported on here.

### 4. FIELD SURVEY PROCEDURE

Three days after the storm it was decided to make field surveys to gather hydrological data on the floods and to determine their effects<sup>(4)</sup>. Twenty-two members of the Department of Lands and Forests were enlisted to take part in the surveys. None had previous experience with floods, and it was not known what particular phenomena might be observed. Initially therefore, few explicit instructions could be given, and it was necessary to rely in good measure on the individual's curiosity and common sense.

The following activity took place. First a low-level flight was made in an Otter aircraft over the watersheds most severely affected (the Credit, Etobicoke, Humber, Don, Schomberg and Holland and Nottawasaga — see Fig. 2) to try to familiarize the party chiefs with the terrain and so they might quickly see some of the major and obvious effects of the floods. It was concluded that such a flight was of very limited value. Too much can be seen and unless the observer is very familiar with the terrain, important detail may be readily missed. Use of a helicopter later on would have been well worth while, but unfortunately none was conveniently available. In the meantime low-level vertical photographs of the major branches of the above rivers (scale 500 feet to the inch) had been made by the Aerial Surveys Section of the Department of Lands and Forests. Low-level oblique photographs of some of the flooded areas had also been taken by a private company, the Photographic Survey Corporation, on October 16 when the lower reaches were still in the last stages of flood. In addition to sets of these photographs, prints of aerial photographs of the area, which had been photographed the previous summer, (scale 1320 feet to the inch) were hurriedly printed for the use of the field parties.

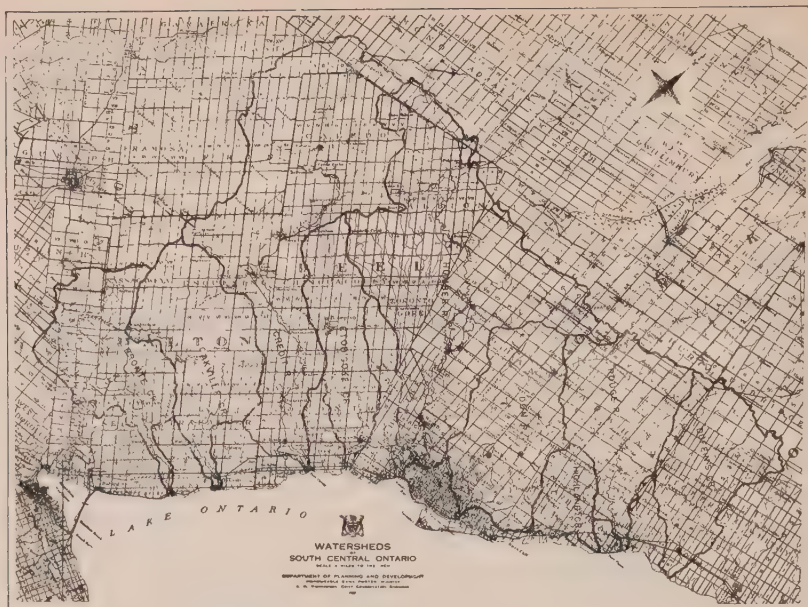


Fig 2.

As resources and time were both severely limited, complete surveys were made only in the 344 sq. mi. watershed of the Humber. A few workers were dispatched to make observations for comparison, in the Holland Marsh and upper reaches of the Nottawasaga, in both of which there are several square miles of flat low-lying land.

The Humber was divided into seven zones, about 50 sq. mi. each, and a two-man party designated to go into each zone. They were instructed to make observations of the effects of flood waters on farm land, river banks and channels, flood plains, buildings, bridges and culverts, to establish the level of peak flood stage and to obtain eye witness accounts of the time at which the river began to rise, overflowed the banks, reached maximum flow, began to recede, returned to stream banks and returned to normal flow. The purpose of the latter inquiries was to get enough information to construct approximate hydrographs for the main and sub-branches of the river so as to follow the development of the flow downstream and to relate it to precipitation. In addition they sought out people who had observed the rainfall through having noted the contents of buckets or tubs inadvertently exposed to the rain. A number of observations were obtained in this way while none was forthcoming in response to advertisements in local papers.

The bulk of the work of the field parties was concluded in three weeks. The survey team leader, then having the reports of all the parties, examined personally the areas of particular interest which he had not already seen, and took other observations as well. This was, of course, an essential step in digesting and comparing the information so that a common interpretation could be put upon the various manifestations of the floods. By then winter had closed in and the field work necessarily ceased.

Some mistakes in procedure were made. For example, photographs were taken by the parties individually. A more valuable record would have been obtained if a

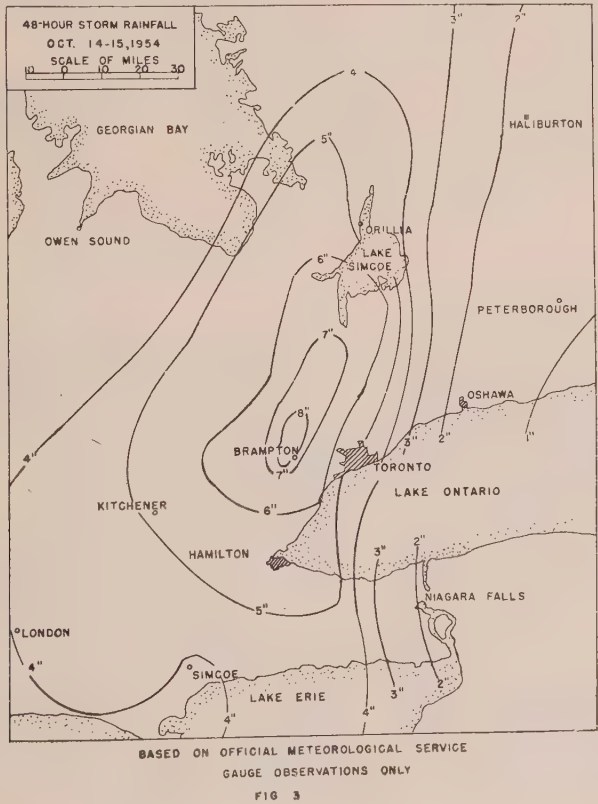
team of professional photographers had initially sped quickly around the watersheds with the team leaders taking photographs in quantity (stills and movies) for later selection, analysis and illustration. It would have been best, too, to concentrate the forces initially in the lower reaches of the watersheds (where more clean-up activity took place) rather than spreading them uniformly over the whole area.

5. FIELD SURVEY RESULTS

A. Precipitation

It was clear from stream flow peaks and volumes that a rainfall centre of considerable intensity must have occurred on the Cold Creek tributary in the northern part of the Humber watershed. Fortunately a number of «bucket» type observations were obtained in this tributary basin and the surrounding area. Twelve reliable measurements of rainfall were found in all. The «gauges» consisted of washtubs, barrels, garbage tins and a dog dish.

The way in which these observations augmented the rainfall data obtained by the Meteorological Service's climatological network is shown in the next two isohyetal maps. The first (Fig. 3, after Thomas) is based on «official» rainfall figures only, the





greatest 48-hour fall (8.41") being recorded at Snelgrove. In the second map (Fig. 4) «bucket» survey data which were considered reliable, were added to the official precipitation totals. The rainfall centre of greater than 11", shown near Thompson Lake in the northern part of the Humber basin was well verified by corroborating observations. Locations of «official» Meteorological Service gauges are indicated on Fig. 4 by open circles.

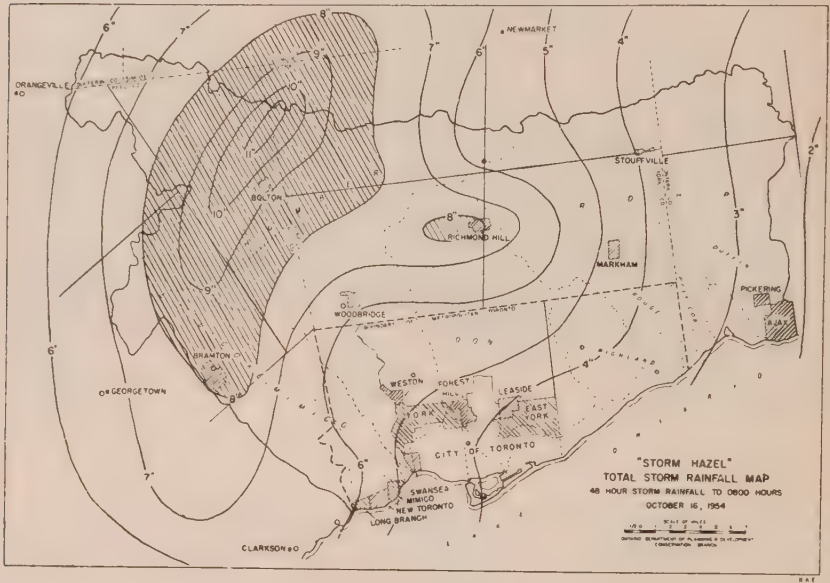


Fig 4

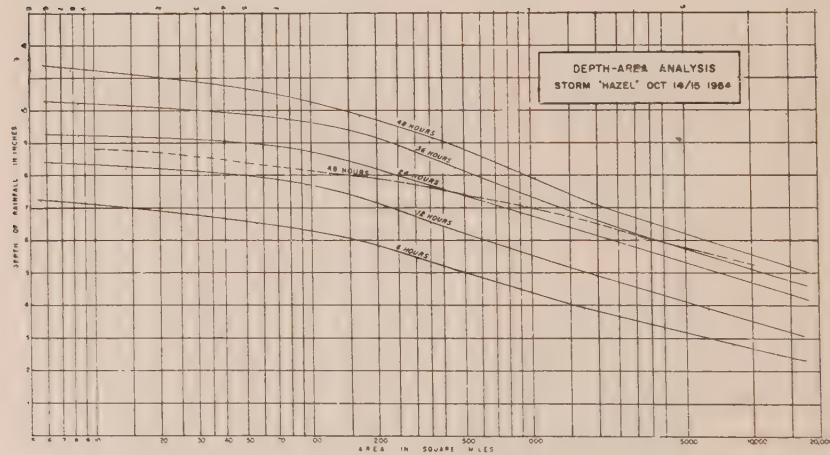


Fig. 5



The difference in these maps of total storm rainfall when translated to depth-area terms, is illustrated by Fig. 5. The dashed curve is the 48-hour rainfall based on official observations only; the solid curves incorporate the bucket survey data.

It should be noted that the rainfall was accompanied by strong winds and thus the catch of the official gauges and of the various «buckets» may well have been low, due to the turbulence created about the gauges' orifices. This effect may have reduced the catch by as much as 18% (?).

## B. Stream Flow and Runoff

From the data accumulated during the field surveys and available from other sources, the peak flows of the river at strategic locations were estimated in a number of ways. The methods used are given in Table I.

TABLE I

| Method  | Formula   |
|---|---|
| 1. Tangential extension of rating curve to high water mark at gauge locations   |   |
| 2. Flow in a channel by slope-area determination  | $\text{Mean vel. } v = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2}$ <p>Where <math>R</math> = hydraulic radius <math>S</math> = slope and <math>n</math> = frictional coefficient (Manning formula)</p>  |
| 3. Flow at a constriction — assuming it a uniform channel having the slope of the valley.   |   |
| 4. Flow at a weir — used where water passes over dam or other obstruction in nearly free fall.  | $\text{Flow } Q \text{ (cu. ft./sec.)} = 3.33 b \left[ \left( h + \frac{v^2}{2g} \right)^{3/2} - \left( \frac{v^2}{2g} \right)^{3/2} \right]$ <p>Where <math>b</math> = width of weir, <math>h</math> = depth of water over it, <math>v</math> = velocity and <math>g</math> = accel. of gravity. (This is only accurate for low heads, i.e. 1-2 ft.)</p> |
| 5. Centrifugal tilt at a bend — mean velocity obtained from $\Delta y$ the difference in high water elevation at inner and outer sides of a bend. | $\text{Mean velocity } v = 2/3 \sqrt{2g} \sqrt{\Delta y}$   |

It is difficult enough to achieve good estimates by any of these methods with the best type of data obtained during a flood. The possible errors of determinations based upon data collected after a flood are accordingly much greater. For example,

changes in the river channel or temporary damming by obstructions in the channel might produce a higher stage than would result from the unobstructed maximum peak flow. Erroneous use of this level for measuring peak flow would then give too high a value. There are, in addition, the inherent errors of the methods; for instance, method 2 requires a purely subjective choice of value for the friction factor «*m*». It is important therefore to obtain estimates by various methods if possible, the differences between them being a measure of the probable error.

Table II gives a selection of such estimates for the Humber. It contains examples of both substantial agreement and disagreement. At location 4, extrapolation of the rating curve produced a low value, for the channel was enlarged here, while at 2, and 3, allowance could be made for the change in the channel. Estimates obtained at location 5 are even more discordant; the impossibly high value must have been due to temporary damming. By back calculation from estimated hydrographs for the other branches, the figure of 18,000 c.f.s. was obtained for the west branch.

TABLE II

| Location                   | Drainage Area<br>(sq. mi.) | Peak Flow |        | Method of Estimation                       |
|----------------------------|----------------------------|-----------|--------|--|
|                            |                            | c.f.s.    | c.s.m. |  |
| 1. Bolton (Main)           | 75                         | 4,500     | 60     | Flow at a weir                             |
|                            |                            | 4,400     | 59     | Flow in a channel                          |
| 2. Weston (Main)           | 308                        | 40,000    | 130    | Centrifugal tilt                           |
|                            |                            | 44,600    | 145    | Flow in channel                            |
|                            |                            | 45,600    | 148    | Tangential extension of gauge rating curve |
| 3. Below Dundas St. (Main) | 342                        | 45,000    | 132    | Centrifugal tilt                           |
|                            |                            | 50,100    | 147    | Flow in channel                            |
| 4. Kleinburg (East)        | 66                         | 2,780     | 42     | Extension of rating curve                  |
|                            |                            | 7,800     | 146    | Flow in constricted channel                |
| Nobleton (East)            | 49                         | 8,100     | 165    | Flow in channel                            |
| 5. Thistletown (West)      | 160                        | 12,000    | 75     | Flow at constriction                       |
|                            |                            | 42,100    | 263    | Flow in channel                            |
|                            |                            | 7,300     | 46     | Extension of rating curve                  |
|                            |                            | 18,000    | 113    | Estimated hydrographs                      |

Table III contains estimates of runoff volumes for the major tributaries and the main stream of the Humber River. These were computed from hydrographs that involve errors not only of flow estimation, but also of times of various stages from eyewitness accounts. The total runoff so estimated carries the burden of all these accumulated errors, the magnitude of which can only be estimated by the internal consistency of the results.

TABLE III

| Branch | Location     | Average<br>Rainfall<br>(inches) | Runoff  |       | Physiography   |
|--------|--------------|---------------------------------|---------|-------|--|
|        |              |                                 | inches  | %     |  |
| East   | Pine Grove   | 7.9                             | 3.0-3.3 | 38-42 | Rises in interlobate moraine and flows through clay till plain |
| West   | Thistle town | 8.3                             | 4.8-5.1 | 58-61 | Heavy clay till plain  |
| Main   | Woodbridge   | 8.2                             | 3.8-4.1 | 46-50 | Interlobate moraine in upper third                             |
|        | Weston       | 8.3                             | 4.9-5.9 | 59-71 | Then clay plain  |

It can be seen that the various runoff estimates at each location were quite consistent with each other. However, in comparing the sum of volumes from the three main sections of the river above Weston with the volume estimated directly at Weston, a serious difficulty arises. The sum of the volumes of the East branch, West branch and main stream at Woodbridge (total drainage area 266 sq. mi.) is 4.2" at most. The estimated runoff at Weston (drainage area 308 sq. mi.) is 4.9" at a minimum. This then, strongly indicates that the likely error in determining the upstream runoff volumes is greater than that suggested by the close agreement with each other of the several estimates at each location.

With such data it is impossible to draw firm conclusions regarding the relationship of runoff to physiographic features. However, the estimates suggest that runoff from the West branch, where heavy clay soils predominate, was greater than from the main stream or East branch which rise in the interlobate moraine of gravelly drift and sandy loams.

## 6. EFFECTS OF FLOODS

Any comprehensive discussion of the effects of the flood waters on river channels, banks, bridges, buildings and public utilities, would require much time and space, and reference to the large number of photographs and charts obtained by Anderson (<sup>1</sup>). Comments here will be confined to a few remarks concerning erosion during the storm and floods.

The water in lower reaches contained huge loads of sand, silt and finer material. The flood plains at several points where the river Humber is wide were covered with up to two or three feet of material. It was erroneously concluded by some lay observers that the material had been eroded from farm lands in the upper reaches. Actually most of it came from the banks of the river itself. It was found that the beds of tributary creeks and streams with drainage areas up to 10 square miles or so were usually quite large enough and had stable enough slopes to carry the flow without harm to the banks or flood plains. Exceptions occurred on exceptionally steep land and on freshly constructed drainage ditches. On these small watersheds very little material was deposited on the flood plains, and accordingly only colloidal material eroded from clay soils found its way downstream. The erosion of the river channel banks and

local deposition of coarser material became more and more marked in watersheds larger than 40 square miles, farther downstream, until in certain lower reaches, where the original channel was narrow and steep and the flow accordingly swift, the river bed was enlarged two or three times in cross section. Several occurrences of earth slides of thickly sodded soils on steep slopes were noted. At one of these, discs of about a quarter acre of surface sod and dirt (about a foot thick) slid several feet down the slope.

Where river banks were well sloped and covered with sod, erosion was slight save on lower reaches where the erosive force of the water was great. In wide reaches of the valley little cutting occurred on sodded flood plains. At bends in the river and in narrow reaches downstream, sections of bank ten to thirty feet wide were removed by undercutting of a high bank. Cutting was greatest at the outside banks at bends where the water was directed by the channel above toward the bank.

It was generally remarked that trees growing at a bank's edge do not hold the bank and in some sites even contribute to undercutting, likely from water having access by way of root passages so that the bank may be eaten away internally as well as by surface scouring. The working of a tree by wind also weakens and cracks the bank. Cedar (*arbor vitae*) being shallow-rooted, seems worst in this respect, while large willows held much better.

Vertical concrete walls built to protect banks did not prove effective. The banks behind most of them were scoured away, even where the walls remained standing. The effect of such walls may be similar to vertical sea-walls which when overtopped by waves allow scouring of the back fill. Model work should be conducted to determine the most effective types of structure for protection of river banks. The principles of protection would probably be found to be closely parallel to those already determined for shore erosion control.

It appeared likely that not much could be done to protect the banks in lower reaches from heavy floods beyond assuring an adequate width of straight channel to increase the carrying capacity, or directing the flow of water away from vulnerable banks. The banks of headwater streams can, however, clearly be protected by having them adequately sloped and sodded.

## CONCLUSIONS

Being the greatest storm and flood on record in Ontario, «Hazel» is now being frequently adopted as a «design storm» for channel improvements, flood control dams, and flood plain zoning by-laws. It has the effective status in the province of the U. S. Corps of Engineers «Standard Project Storm and Flood.»

Thus, our knowledge of storm rainfall, stream flows and flood effects should be as complete as possible. As the rain gauge network was relatively coarse in 1954, and as stream gauges were few and ineffective, the information provided by the field survey has proven to be essential in re-constructing the history of the storm and floods.

## REFERENCES

- (1) BOUGHNER, C. C. «Hurricane Hazel» — *Weather*, Vol. X, No. 6, June 1955, pp. 200-205.
- (2) MASON, A. H., THOMAS, M. K., BOYD, D. W., «The October 15-16, 1954 Storm, Hurricane 'Hazel' in Ontario» — *Canadian Meteorological Service*, Tec. Cir. No. 210, Jan. 1955.
- (3) KNOX, J. L. «The Storm 'Hazel'» — *Bull. Amer. Met. Soc.* 36, 6, pp. 239-246, June 1955.

- (<sup>4</sup>) ANDERSON, D. V. «The Floods of Oct. 15-16, 1954 in South Central Ontario» — *Special Report of Ont. Dept. of Lands and Forests Research Division*, March 1955 — unpublished.
- (<sup>5</sup>) CLINCH, R. L. and SAALTINK, H. J. «In the Wake of Hurricane 'Hazel' — a Review of Flood Problems» — *Engineering Journal*, 1955.
- (<sup>6</sup>) «The Storm of July 8, 1951, in North Central Illinois» — *Ill. State Water Survey, Rep. of Investigation No. 14*, 1952.
- (<sup>7</sup>) BRUCE, J. P. «Preliminary Estimates of Probable Maximum Precipitation over Southern Ontario» — *Engineering Journal*, Vol. 40 No. 7, July 1957, pp. 978-984.



# LA RECHERCHE DES CHANGEMENTS DES BORDS DES RETENUES ET LEUR PRÉVISION

Prof. I. V. POPOV

1. La question des changements des bords des retenues et leur pronostic date du temps de la mise en projet et de la construction de la première grande centrale électrique Lénine sur le Dniépr (Dniéproguès). C'est alors que ces changements des bords furent étudiés sous le nom de « la réfection des bords des retenues ».

2. La création des retenues sur les grands fleuves dans les parties européenne et asiatique de l'URSS évoque les questions des places et des dimensions de la réfection des bords des retenues et des dommages qui en découlent. Cela exigeait l'étude d'une méthode du pronostic de la réfection.

3. La réfection des rivages des retenues vient comme une conséquence du changement des conditions dans le val du fleuve :

a) le changement du niveau par lequel le fleuve exerce son influence sur les roches dans les pentes du val;

b) le changement sur la plupart des rivages d'une retenue des processus d'érosion par les processus d'abrasion;

c) les oscillations du niveau des eaux dans la retenue, annuelles et de plusieurs années.

4. La démolition des terrains de prix peuplés où il y a des usines, des mines etc. exige des mesures les plus favorables au point de vue économique ainsi que leur réalisation à temps.

5. Cette méthode ne prévoit pas les changements des conditions hydrodynamiques et ne permet pas de calculer le développement de la réfection des bords avec le temps. Elle permet seulement d'obtenir la dimension de la réfection finale sans avoir indiqué son délai.

6. Un développement de la méthode d'analogie est la méthode de E. G. Katchouguine (1945) qui prit en calcul les conditions de la formation d'une plage au pied du versant, la portée de la hauteur des vagues, leur course en haut à la plage et la profondeur d'action de creusement d'une vague.

Cette méthode ne prend pas en considération l'influence du profil de la partie souterraine d'une pente et les oscillations de la nappe de la retenue durant plusieurs années ainsi que le développement de la réfection avec le temps.

7. Le développement ultérieur de la méthode fondée sur les analogies se trouve dans la méthode de G. S. Zolotariev (1953) qui prend en considération l'inclinaison et la dimension du banc submergé ainsi que la probabilité de la répétition des oscillations du niveau de la retenue.

8. La seconde direction de l'élaboration des méthodes du pronostic de la réfection des bords des retenues est basée sur le calcul de l'énergie des vagues (méthode de N. E. Kondratiev, 1955 et méthode de E. G. Katchouguine, 1955).

Ces deux méthodes sont encore dans le stade du perfectionnement, par excellence dans le domaine de creusement des roches et d'autres renseignements.

9. La troisième direction selon laquelle les schémas à calculer et les formules expriment une dépendance statistique de la vitesse de la réfection de divers facteurs (L. B. Rosovsky).

10. L'utilisation de la réfection exige la connaissance des conditions et des facteurs du processus tels que climatologique, hydrologique, géologique et leurs régimes ainsi que le régime d'exploitation de la retenue.

Les stations ingénieurs-géologiques complexes situées aux rayons où les retenues existent ou sont supposées accumulent ces renseignements.

11. Les explorations du climat donnent des renseignements de la force, des répétitions et du régime des vents des directions les plus importantes.

12. Les données hydrologiques les plus importantes pour le pronostic sont les suivantes :

les conditions du développement de la houle par les vents des directions différentes et des régimes différents;

les types de vagues (dimensions, raideur, fréquence, temps du développement et de l'apaisement);

les grandeurs réelles d'énergie, de la force des coups et du creusement des vagues; le transport et l'accumulation des alluvions dans les conditions réelles pendant une saison, une année ou plusieurs années; la formation et la composition granulométrique des produits de destruction des roches pendant l'écroulement des pentes.

13. On doit recueillir les renseignements géologiques avant et pendant la construction et l'exploitation d'une retenue.

14. Une perfection ultérieure de la méthode de pronostic exige la création des stations de retenue pour l'accumulation des données d'observations systématiques au cours de l'étude du projet de la construction, du remplissement et de l'exploitation des retenues.

I. La question des changements des bords des retenues et leur pronostic a été soulevée au moment de la mise en projet et de la construction de la première grande centrale électrique selon le plan d'électrification de l'URSS — la centrale électrique Lénine sur le Dniepr (Dnieprogué). C'est alors que ces changements des bords furent étudiés sous le nom de « la réfection des bords des retenues ».

Ce terme est adopté par la littérature russe hydrotechnique, hydrologique et géologique. Nous nous servons de ce terme dans notre rapport.

La création de chaque nouvelle retenue sur les grands fleuves dans les parties européennes et asiatiques de l'URSS, celles qui s'étendent à plusieurs centaines de kilomètres et qui ont une largeur de quelques dizaines et même de cent kilomètres, évoque les questions des places, des formes et des dimensions de la réfection des bords des retenues et des dommages qui en découlent. Cela exigeait l'étude d'une méthode de prévision de la réfection.

La réfection des rivages des retenues vient comme une conséquence du changement des conditions dans le val du fleuve :

a) le changement du niveau, par lequel le fleuve exerce son influence sur les roches dans les pentes du val;

b) le changement sur la plupart des rivages d'une retenue des processus d'érosion par les processus d'abrasion et des nouveaux processus qui y sont liés (accumulations, creusage, écroulements, éboulements, glissements etc.), sur les parties des pentes submergées et au-dessus de la surface de l'eau.

c) oscillations du niveau des eaux dans la retenue, annuelles et avec des périodes de plusieurs années.

Souvent, les mouvements de la nappe des eaux souterraines en liaison avec les oscillations du niveau de la retenue et avec les changements de saison exercent leur influence sur les formes et la dimension de la réfection des bords de la retenue.

L'attaque des terrains exige des mesures défensives (déplacement des bâtiments en des lieux sûrs, une défense contre le creusage, une exploitation préalable des minéraux etc.) et la fixation du temps pour ces mesures.

La première méthode de prévision de la dimension de la destruction des bords d'une retenue a été proposée par Th. P. Savarens (1935) <sup>(1)</sup> pendant la construction de la centrale électrique Lénine sur le Dnieper. A la base de cette proposition, on trouve l'utilisation de la méthode d'analogie, à savoir, projection du nouveau profil de pente de retenue comme le profil d'une pente de la même vallée du fleuve avec les mêmes conditions géologiques, en tenant compte de la nouvelle position du niveau de l'eau dans la retenue.

Cette méthode ne prévoit pas que les conditions hydrodynamiques à la retenue sont différentes en comparaison des conditions sur un fleuve. Outre cela, cette méthode ne permet pas de calculer le développement de la réfection des bords avec le temps, pas plus que de fixer la date (en années) de la réfection finale.

II. Un développement de la méthode d'analogie est la méthode de E. G. Katchouguine (a. 1945) <sup>(2)</sup>, qui prit en calcul les conditions de la formation d'une plage au pied du versant, la portée de la hauteur des vagues, leur course en haut à la plage et la profondeur d'action de creusage d'une vague. Katchouguine recommanda de projeter le profil d'une pente au-dessus de la plage en se guidant par l'angle de la pente naturelle des roches, analogue à celles des versants.

Dans cette méthode on ne prend pas en considération l'influence sur l'action des vagues aux bords des retenues de la largeur et de l'inclinaison du banc submergé, pas plus que les oscillations de la nappe de la retenue durant plusieurs années.

D'après cette méthode, on ne peut pas donner une prévision du développement de la réfection des bords pendant des années.

Le développement ultérieur de la méthode fondée sur les analogies, se trouve dans la méthode de G. S. Zolotariev (a. 1950) <sup>(3)</sup>. Cette méthode introduit dans le calcul l'influence de l'inclinaison et de la dimension du banc submergé, accumulatif ou abrasif, sur l'action du creusage des vagues; on considère que la position de la nappe d'eau dans les retenues définit le niveau et la propagation du creusage du côté des bords. La probabilité de la réitération des positions, la plus haute et la plus basse, du niveau de la nappe de la retenue et la hauteur des vagues les plus hautes en ce lieu de retenue déterminent la probabilité de la durée du développement et la dimension du creusage et sa position d'après la hauteur et du côté du bord.

Zolotariev recommande de faire la prévision de la réfection des pentes au-dessus des plages aux bords d'une retenue en partant d'une analyse : de l'histoire géologique de la formation des pentes, des actions des processus contemporains (l'érosion, l'accumulation, les processus déluviaux, les écroulements, les éboulements, les glissements), les conditions hydrogéologiques etc.

Les explorations de laboratoire et de champs des roches peuvent donner une aide essentielle, de même que les calculs par la mécanique du sol.

Zolotariev donna un tableau des dimensions des inclinaisons des bancs accumulatifs submergés pour les bords des retenues sur le Volga, constitués de roches différentes.

IV. La seconde direction de l'élaboration des méthodes de prévision du développement de la réfection des bords des retenues en temps, fondée sur un autre principe, est basée sur le calcul de l'énergie des vagues dans la retenue, énergie qui se consomme par la destruction des pentes.

Dans cette direction, N. E. Kondratiev (1953) et E. G. Katchouguine (1953) élaborent leurs méthodes.

N. E. Kondratiev (4,5,6) proposa de partir du calcul de la réitération des vents et des houles, qui sont capables de creuser les roches aux bords des retenues.

On calcule la quantité moyenne d'énergie, que les vagues apportent pendant une heure sur un mètre de la longueur du bord, par la formule (en tonnes/heures) :

$$N_0 = 795 h^{2,5} \frac{\sum \Delta t \cos \alpha}{\sum \Delta t}$$

où  $\alpha$  — angle entre le bord et la direction des vagues;

$h$  — la hauteur (en mètres) des vagues avec une réitération dont la probabilité est définie;

$\Delta t$  — la durée d'action des vagues d'une hauteur en intervalle entre  $h$  et  $h + \Delta h$ .

On détermine par l'expérience la condescendance des roches au creusage avec de l'eau par rapport à la quantité de l'énergie consommée dans les vagues. On le fait par un métier spécial, pour créer les vagues d'une hauteur définie.

Le creusage des roches dans les bords d'une retenue va finir quand le banc submergé atteint une largeur assez grande pour éteindre l'énergie des vagues de la houle sur la retenue. Le rivage devient pratiquement stable et le creusage cesse.

La largeur de la zone de la réfection des bords d'une retenue dépend de la réitération des vents et des houles d'une puissance définie. Kondratiev recommande de faire le calcul pour les tempêtes avec les réitérations de 1, 10, et 50 années. Pratiquement on peut prendre la réfection finale avec des tempêtes avec une réitération une fois en 200 ans.

On fait le calcul par la méthode graphoanalytique. L'élément principal de ce calcul est la construction du banc submergé en concordance avec la hauteur et la réitération des vagues et la qualité des roches.

E. G. Katchouguine (?) recommande de faire le calcul de la réfection des bords d'une retenue par la formule demi-empirique :

$$Q = E K_p t^b$$

où  $Q$  — la quantité en sommeaire des roches creusées sur un lieu du rivage, en  $m^3$ ;

$E$  — l'énergie sommeaire des vagues arrivées au même lieu du rivage;

$t$  — le temps en années;

$b$  — le paramètre;

$K_p$  — la caractéristique du creusage des roches.

Katchouguine avait donné des nomogrammes pour calculer  $E$  et les tables des dimensions de  $K_p$  et de  $b$  en se basant sur ses observations sur les bords des retenues, qui sont déjà bâties et exploitées (Zymlianskoje-sur-le-Don, Chtcherbakovskoje sur le Volga, plusieurs retenues dans le système du canal de Moscou etc.).

Ces deux méthodes sont encore dans le stade du perfectionnement, par excellence dans la part du perfectionnement des significations des caractéristiques qui sont nécessaires pour le choix des paramètres (le creusement des roches, l'influence sur celui-ci d'un humectage et d'un desséchage, et d'autres renseignements).

V. L. B. Rosovsky (8) a proposé une troisième direction de principe de l'élaboration de la méthode du pronostic de la réfection. Il proposa (1954) de faire les schémas et les formules de calcul du temps de la réfection des bords des retenues par les méthodes de la statistique mathématique. Pour cela on cherche sur les retenues qui existent dans des conditions pareilles les liens statistiques entre les résultats de la réfection et ses facteurs — la qualité des roches, la hauteur des pentes, la forme du rivage, le relief de la pente submergée etc.

Les explorations aux bords de la retenue Lénine sur le Dnieper montraient que les résultats de la réfection des bords pendant 23 années de l'existence de cette retenue sont dans un lien étroit avec les facteurs (lithologie, hauteur de pente, relief de la pente submergée, forme du rivage en plan etc.). Les coefficients de la corrélation sont : 0,56-0,76.

Il y a encore d'autres méthodes de prévision, mais elles sont moins étudiées ou se rapportent à des cas particuliers.

VI. L'utilisation de l'une ou de l'autre méthode de prévision de la réfection des bords d'une retenue exige d'avoir à la disposition des auteurs de projets les caractéristiques quantitatives des facteurs et des conditions de la réfection, comme le climat, hydrologiques, géologiques et leurs régimes, aussi que le régime d'exploitation de la retenue.

Les stations d'ingénieurs-géologiques complexes situées aux rayons où les retenues existent ou sont supposées, accumulent ces renseignements.

Les explorations de climat donnent des renseignements sur la force, des réitérations et du régime des vents des directions les plus importantes sur tous les



points des bords de retenue qui ont besoin des mesures défensives. Il faut rechercher l'influence des conditions géomorphologiques particulières sur les régimes des vents, sur l'insolation, l'évaporation de la surface des roches et des eaux libres.

Les données hydrologiques pour la prévision sont les plus complexes et différentes. Il faut savoir :

a) les conditions du développement de la houle par les vents de directions différentes et des régimes différents;

b) Les types des vagues (dimensions, roideur, fréquence, les temps du développement et de l'apaisement);

c) les grandeurs réelles d'énergie, de la force des coups et du creusement des vagues;

d) transport et accumulation des alluvions dans les conditions réelles hydrologiques, géologiques et géomorphologiques; les formes accumulatives;

e) la formation et composition granulométrique de la destruction des roches pendant l'écroulement des pentes;

f) l'emportage et l'accumulation de ces produits pendant les houles : dans une saison, dans une année, pendant plusieurs années.

On doit recueillir les renseignements géologiques avant et pendant la construction et exploitation d'une retenue.

Avant la construction d'une retenue on fait un levé dans tout le rayon de cette retenue à l'échelle de 1 : 100.000, et dans les régions peu peuplées à l'échelle de 1 : 200.000 ou 1 : 500.000. On fait la levée à l'échelle 1 : 10.000 ou 1 : 2.000 aux lieux caractéristiques qu'on prend comme des appuis de la levée, ainsi qu'aux lieux les plus importants (les villes et d'autres lieux qui exigent une défense). On conduit le levé par les travaux prospectifs (les sondages d'étude etc.).

Les lignes des repères pour les observations géodésiques sur la réfection des bords sur les lieux caractéristiques doivent être organisées avant le remplissage de la retenue.

Il faut faire les lignes des puits pour l'observation du régime des eaux souterraines aux lieux où les conditions hydrologiques peuvent exercer une influence sur la réfection des bords. On doit organiser les observations quelques années avant le commencement des travaux sur la retenue pour apprendre opportunément les renseignements pour connaître l'ascension du niveau des eaux souterraines dans les environs de la retenue.

Prenant en considération les grands territoires qu'on doit explorer, il est nécessaire d'adapter des méthodes qui garantiraient la réception en masse des renseignements et caractéristiques objectives, exactes et opportunes.

## BIBLIOGRAPHIE

- (1) SAVARENSKY, Th. P. Recueil « Hydrogéologie et géologie ingénieur », N° 1. Onti, 1935.
- (2) KATCHOUGUINE, E. G. Les ouvrages de l'Institut des explorations géologiques Ordgonikidse, Vol. 24, 1949.
- (3) ZOLOTARIEV, G. S. Les ouvrages du Laboratoire des problèmes hydrogéologiques. *Ac. de Sc. de l'URSS.*, Vol. XII, 1953.
- (4) KONDRATIEV, N. E. Hydrometeoizdat, 1953.
- (5) KONDRATIEV, N. E. Les ouvrages de l'Institut hydrologique d'État, N° 49 (103), 1955.
- (6) KONDRATIEV, N. E. Les ouvrages de l'Institut hydrologique d'État, N° 56 (110), 1956.
- (7) KATCHOUGUINE, E. G. Sbornik nauchno-technicheskij informazii. Minist. géolog. et de la défense des Seins. N° 1, 1955.
- (8) ROISOVSKY, L. B. Hydrotechnicheskoe stoitelstvo. 1954, N° 2.



# MONOGRAPHIES HYDROLOGIQUES PUBLIÉES PAR LE SERVICE HYDROLOGIQUE DE POLOGNE

*élaboré par*

TERESA JABLONSKA, ZDZISLAW MIKULSKI, WANDA STEPHAN  
*Institut Hydrologique et Météorologique d'Etat à Varsovie*

Le développement intense de la vie économique après la dernière guerre mondiale a posé l'hydrologie polonaise devant la nécessité de fonder les bases hydrologiques pour tous les problèmes affinis à l'évolution de l'aménagement des eaux. Les travaux du Service hydrologique à l'époque d'avant guerre et celle qui la suivait immédiatement, embrassaient un mince secteur de problèmes hydrologiques et ne pouvaient satisfaire les exigences augmentées que présentait la vie économique du pays. Aussi a-t-il été forcé d'élargir le domaine des problèmes étudiés et d'aborder des travaux possédant un caractère de complexité qui comprennent l'hydrologie de l'entier du bassin versant et qui tiennent compte de l'ensemble des facteurs influant les phénomènes hydrologiques, de l'état de l'aménagement du bassin ainsi que des possibilités de son évolution économique. Les résultats de ces travaux furent rassemblés dans des « Monographies hydrologiques » des bassins versants — unités territoriales élémentaires pour les études hydrologiques. Dans quelques cas exceptionnels on a embrassé dans les monographies des régions autrement déterminées, formant des unités territoriales du point de vue économique, où le problème de l'eau est essentiel pour leur développement.

Pour nos premières monographies on a pris en considération des bassins versants aux superficies d'environ 10 000 km<sup>2</sup>, aussi le plan-type des monographies a été approprié aux traits caractéristiques des bassins de ces dimensions. Les monographies hydrologiques des unités hydrographiques d'un ordre supérieur, comme les fleuves principaux et les régions des lacs sont encore pour nous des questions ouvertes.

Lorsque le plan-type de nos monographies était déjà fixé et plusieurs d'entre elles étaient en préparation, nous sont parvenus les comptes rendus de l'Assemblée Générale de Rome, 1954. Les délibérations du Comité de Standardisation des Caractéristiques hydrologiques et du Cadastre des Grands Cours d'eau éveillèrent un intérêt spécial dans notre Service et surtout l'intervention de M. Serra qui a présenté un plan-type d'une Monographie hydrologique illustré par des exemples concernant la Durance. La comparaison des deux plans-type, de celui élaboré en France et du nôtre, a montré leur grande ressemblance, surtout en ce qui concerne les points suivants :

- les facteurs influant le régime hydrologique du bassin versant
- les caractéristiques hydrologiques
- l'aménagement des eaux.

Dans les détails les deux plans-type diffèrent l'un de l'autre quant à la manière de traiter certains problèmes.

Ci-bas nous décrivons le plan-type des monographies hydrologiques aux quelles nous travaillons en Pologne. Nous considérons ce plan comme une contribution à la standardisation des caractéristiques hydrologiques des cours d'eau aux bassins d'étendue moyennes.

Les monographies hydrologiques se composent de quatre parties précédées par un avant-propos où sont énoncés le but et les méthodes du travail et par une introduction donnant un aperçu général de la région comprenant le bassin versant et des traits caractéristiques de celui-ci. L'introduction est accompagnée d'une carte présentant l'équipement hydrologique du bassin.

La première partie de la monographie, intitulée « Géographie physique du bassin versant » comprend une analyse du milieu géographique conditionnant les phénomènes hydrologiques qui constituent le thème essentiel de la monographie. Aussi les caractéristiques de ce milieu (géologie, géomorphologie, sols, couverture végétale, climat, réseau hydrographique) sont traités du point de vue de leur influence sur le régime des eaux du bassin : dans le chapitre sur la géologie du terrain on s'occupe surtout de tectonique, de lithologie, de perméabilité et d'aquifères; en caractérisant le relief on s'occupe de hauteurs absolues et relatives et de pentes; la description des types des sols et des roches sous-jacentes ainsi que les données sur la couverture végétale contribuent à la justesse de l'évaluation des conditions de l'écoulement, donnent une notion sur l'érosion dans le bassin et sur sa capacité retentrice; la majeure partie du chapitre sur le climat comprend une analyse détaillée des précipitations, de leur répartition dans le bassin et dans le temps, des valeurs extrêmes et moyennes, tandis que les autres éléments du climat — la température, le vent, la nébulosité etc. sont représentés d'une façon sommaire et en relation avec leur influence sur les précipitations et sur l'évaporation.

La première partie de la monographie est terminée par une description détaillée du réseau hydrographique — des cours d'eau, des canaux, des lacs, marais et sources. La description est accompagnée d'un registre des superficies du bassin, présenté sous forme d'une table, de profils en long des cours d'eau essentiels, de relevés des lacs et des marais avec leurs éléments morphométriques ainsi que des sources et de leurs débits. Citons les cartes que doit comprendre la première partie d'une monographie : géologie, géomorphologie, cartes des sols, de la couverture végétale, carte hydrographique, carte de la répartition des éléments climatiques. La quantité des cartes et leur teneur varie selon le caractère du bassin. Dans les terrains à morphologie paléoglaciale la géologie et les sols peuvent être, par exemple, représentés sur la même carte; quelquefois il est utile de présenter la géomorphologie ensemble avec la géologie (fig. 1).

La deuxième partie de la monographie est l'essentielle et la plus ample car elle traite d'hydrologie. On considère ici les éléments particuliers de celle-ci et on les soumet à une analyse approfondie, basée sur toute la période d'observation et surtout sur celle qui a servi à dresser le bilan de l'eau. Cette partie commence par une caractéristique de l'équipement du bassin. On cite l'emplacement ( $\varphi$ ,  $\lambda$ , hauteur), la période d'observations et la valeur de celles-ci pour le réseau des stations d'observation de tous les genres : station limnimétrique, des eaux phréatiques, du débit solide, de la température des eaux etc. ainsi que des stations météorologiques et ombrométriques.

Le chapitre suivant contient les données sur les précipitations en général et sur les neiges et averses en particulier. On cite dans des tables les hauteurs mensuelles et annuelles des précipitations pour la période qui a servi pour dresser le bilan de l'eau (les valeurs moyennes ont été citées dans le chapitre « Climat »).

Le chapitre III traite des eaux souterraines. Il comprend une description des nappes phréatiques et de leurs caractéristiques hydrogéologiques, une carte hydrogéologique (fig. 2) et des relevés de caractéristiques hydrologiques.



Fig. 1 — Carte lithologique et morphologique du bassin versant du Wieprz

*Légende*

1. Pentes abruptes des vallées et bords des unités morphologiques de hauteur supérieure à 20 m.
2. Pentes douces des vallées et bords peu distincts des unités morphologiques de la même hauteur.
3. Pentes abruptes des vallées de hauteur inférieure à 20 m
4. Les mêmes pentes douces
5. Bord sud du glacier Mazovien
6. Phénomènes karstiques
7. Dunes
8. Fonds des vallées (sables, limons, tourbe)
9. Sables des hautes terrasses alluviales
10. Sables morainiques et autres
11. Argiles de la moraine de fond
12. Sédiments et formes de moraine frontale
13. Loess et pellites
14. Anciens sédiments lacustres
15. Grès miocènes
16. Marnes et calcaires crétacé
17. Calcaires jurassiques



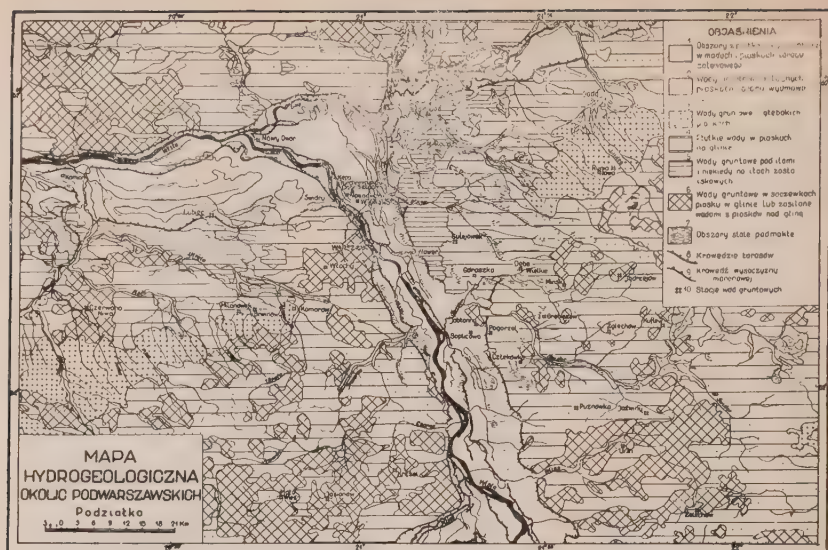


Fig. 2 — Carte hydrogéologique des environs de Varsovie

*Légende*

1. Eaux phréatiques peu profondes dans les alluvions de la terrasse d'inondation
2. Eaux phréatiques dans les sables de la terrasse des dunes
3. Eaux phréatiques dans les sables profonds
4. Eaux phréatiques peu profondes dans les sables sur les argiles
5. Eaux souterraines sous les limons (argiles rubannées), quelquefois au dessus de ces limons
6. Eaux souterraines dans les lentilles de sables dans les argiles alimentées par les eaux des sables sur argiles
7. Terrains constamment humides
8. Pentes des terrasses
9. Pente du plateau morainique
10. Stations d'observation des eaux souterraines.

Le chapitre sur les eaux de surface occupe dans la monographie le plus de place, vu que c'est l'élément le mieux connu, le matériel d'observation étant le plus ample, et vu qu'on lui pose les plus grandes exigences de la part de l'économie du pays. Ce chapitre contient :

— Une analyse du régime des hauteurs limnimétriques, les valeurs moyennes, celles des crues et des étiages, avec courbes et tables de fréquences des hauteurs et de fréquences cumulées.

— Une analyse de l'écoulement avec les données de base c.-à-d. avec un relevé des jaugeages, avec les courbes de débit pour tous les limnimètres, les courbes de l'accroissement de la section transversale en fonction des hauteurs limnimétriques, les courbes des vitesses, des pentes et des profondeurs; les caractéristiques des débits et de l'écoulement spécifique (fig. 3). Ces données permettent de tracer les profils en long des débits caractéristiques et des débits à probabilité type (fig. 4).

— Les suivantes parties de ce chapitre contiennent des données et des descriptions des phénomènes qui ont une influence directe sur l'écoulement — les phénomènes de glace avec le régime thermique des eaux et la végétation aquatique. Les données sur le régime thermique des cours d'eau et des lacs sont présentées dans des tables contenant ses caractéristiques mensuelles et annuelles. Les phénomènes de glace, observés aux stations limnimétriques sont représentés par des profils en long (fig. 5).

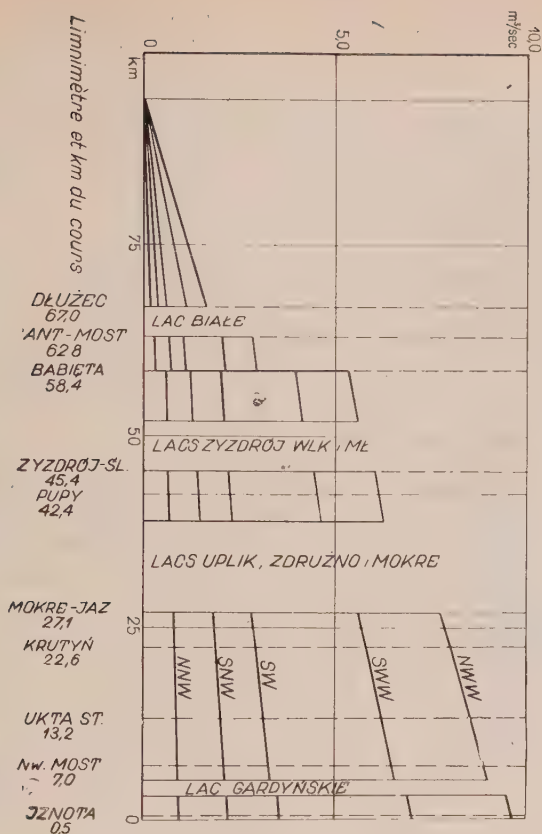


Fig. 3 — Profil en long des débits d'une rivière (Krutynia) traversant des lacs

*Légende*

- NWW — Maximum des débits
- SWW — Débits maxima moyens
- SW — Débits moyens
- SNW — Débits minima moyens
- NNW — Minimum des débits

La végétation aquatique, autre phénomène embarrassant l'écoulement dans les cours d'eau, est considérée sous maints aspects; sous celui de botanique et de phytosociologie (fig. 6), de phénologie et sous l'aspect hydrologique. Le débit des rivières à végétation est étudié sous le point de vue de sa relation avec le développement des plantes aquatiques (fig. 7). Les stations phénologiques, de plus en plus nombreuses, permettent une connaissance assez avancée de ce phénomène.

Le débit solide — un des facteurs de l'écoulement — occupe de même une place importante dans le chapitre. A la base des observations et des mesures, dont les résultats sont cités, on donne une évaluation des procès de l'érosion mécanique dans le bassin.

La chimie et la pollution des eaux sont encore traitées par le Service hydrologique de Pologne d'une manière marginale, car — d'une part — pour beaucoup de nos rivières ces problèmes ne sont pas encore graves et d'autre part — ils sont étudiés



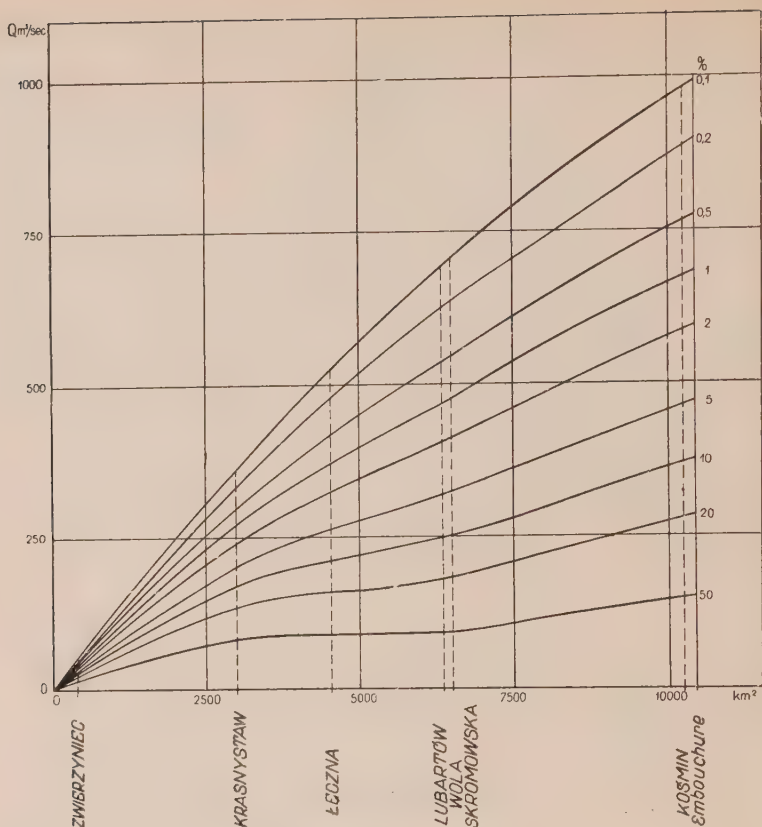


Fig. 4 — Probabilité des débits de crues du Wieprz.

par d'autres services. Aussi dans nos monographies n'occupent-ils que peu de place et sont-ils réduits à des citations des résultats d'études effectuées ailleurs.

Le chapitre sur le bilan de l'eau donne une synthèse des phénomènes hydrologiques dans le bassin. On cite les éléments du bilan en moyennes mensuelles tirées de toute la période d'observations et aussi les bilans pour une année humide et pour une année sèche. Le bilan est représenté par l'équation  $P = H + V + \Delta R$ , où signifient :  $P$  — les précipitations,  $H$  — l'écoulement,  $V$  — l'évaporation et  $\Delta R$  — la différence entre les eaux retenues dans le bassin à la fin et au commencement de la période (mois, semestre, année ou nombre d'années). Comme les autres, ce chapitre est illustré par des graphiques et par des cartes.

La partie de la monographie destinée à l'hydrologie est terminée par un chapitre donnant un aperçu général des phénomènes hydrologiques dans le bassin faisant l'objet de la monographie. En même temps on donne une comparaison de ces phénomènes avec ceux d'une plus vaste région dont le bassin étudié fait partie.

Les deux parties suivantes de la monographie ont rapport à l'économie de la région. Le « Cadastre des forces hydrauliques » donne un relevé des forces hydrauliques brutes calculées pour les principales rivières du bassin. La précision de ce relevé dépend du matériel de base, surtout des données sur les profils en long. La

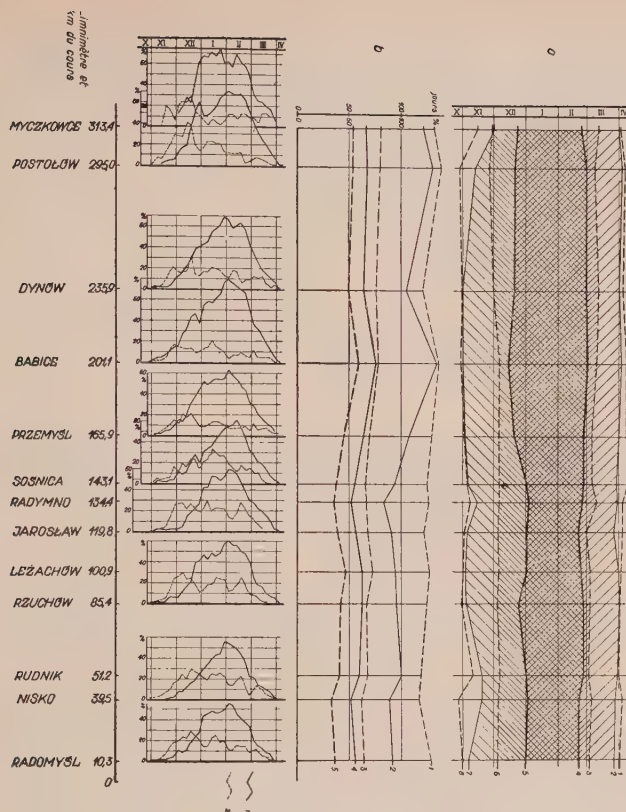


Fig. 5 — Profil en long des phénomènes de glace (San)

*Légende*

- a) date de la parution et de la fin de la couverture de glace
  1. Dates finales de la fin des phénomènes de glace
  2. Dates finales de la fin de la couverture de glace
  3. Dates moyennes de la fin des phénomènes de glace
  4. Dates moyennes de la fin de la couverture de glace
  5. Dates moyennes de la parution de la couverture de glace
  6. Dates moyennes de la parution des phénomènes de glace
  7. Dates initiales de la parution de la couverture de glace
  8. Dates initiales de la parution des phénomènes de glace
- b) valeurs de la durée moyenne et maximum des phénomènes et de la couverture de glace en p. c.
  1. Durée maximum des phénomènes de glace
  2. Durée maximum de la couverture de glace
  3. Durée moyenne des phénomènes de glace
  4. Durée de la couverture de glace
  5. Durée moyenne de la couverture de glace
- c) probabilité, en p. c., de la parution des premiers glaçons et de la couverture de glace dans les profils limnimétriques particuliers.
  1. Probabilité de la parution de la couverture de glace
  2. Probabilité de la parution des premiers glaçons.

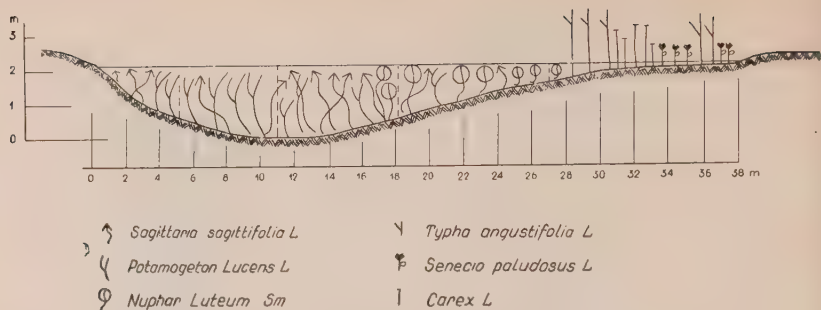


Fig. 6 — Section transversale d'une rivière à végétation.

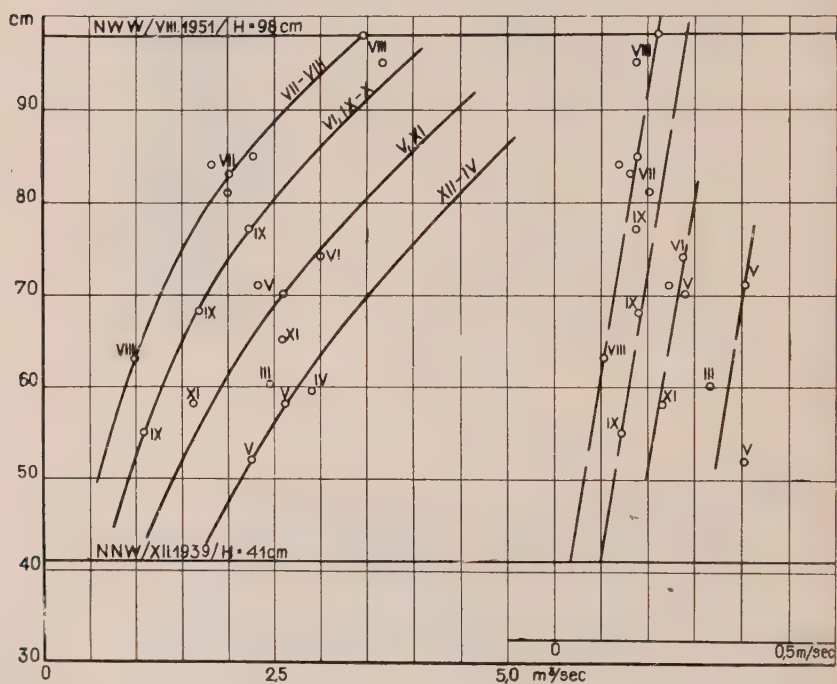


Fig. 7 — Courbe des débits et des vitesses d'une rivière (Krutynia) à végétation.  
 NWW — Maximum des débits  
 NNW — Minimum des débits

dernière partie de la monographie a rapport à l'aménagement des eaux dans le bassin versant. On donne ici un aperçu de l'état actuel des aménagements et des problèmes de la région du point de vue des exigences qu'on pose à l'aménagement des eaux. Le dernier chapitre de la monographie traite du développement de l'utilisation des eaux et de son influence prévue sur la vie économique de la région.

Une liste complète des travaux concernant la géographie physique et l'économie du bassin versant, ainsi que les cours d'eau de celui-ci et leur hydrologie termine la monographie.

Nous citons le plan-type des monographies préparé par le Service hydrologique de Pologne.

**Titre :** Monographie hydrologique du bassin versant (nom de la rivière)

Avant-propos (but du travail et méthodes employées)

Introduction (aperçu général du bassin versant, carte du bassin)

**A — Géographie physique du bassin**

1. Géologie et hydrogéologie

2. Géomorphologie

3. Sols et couverture végétale

4. Climat

5. Hydrographie

a) réseau fluvial (division du bassin, profils en long, description des cours d'eau)

b) lacs et marais (catalogue, morphométrie)

c) eaux souterraines et sources

Cartes: géologie, géomorphologie, précipitations et températures, sols, couverture végétale, hydrographie.

**B — Caractéristiques hydrologiques**

I. Réseau d'observations (relevé des stations, leur caractéristiques)

II. Précipitations (relevés et analyse)

III. Eaux souterraines (tables et analyse)

IV. Eaux de surface (texte et tables)

1. Régime des hauteurs limnimétriques

a) caractéristiques des hauteurs limnimétriques

b) fréquences et fréquences cumulées (graphiques)

c) analyse des variations des hauteurs d'eau (crues, étiages)

2. Régime des débits (texte et tables)

a) matériel de base (résultats des jaugeages, sections transversales)

b) courbes des débits, des vitesses etc.

c) caractéristiques de l'écoulement

d) profils en long des principaux cours d'eau

e) analyse du régime (probabilité des crues et des étiages, coefficients d'écoulement etc.)

3. Thermique, phénomènes de glace, végétation aquatique

a) température des eaux

b) phénomènes de glace

c) végétation aquatique (caractéristiques et influence sur le débit)

4. Chimie et pollution des eaux

5. Débit solide

a) matériel en suspension

b) charriage

c) érosion

V. Bilan de l'eau (mensuel moyen, d'une année humide, d'une année sèche; évaporation; cartes du bilan de l'eau).

VI. Analyse des phénomènes hydrologiques

**C — Cadastre des forces hydrauliques**

## D — Aménagement des eaux

1. Etat de l'utilisation et de l'aménagement des eaux
2. Besoins en eau et possibilités de l'amélioration de l'état actuel
3. Perspectives du développement des aménagements des eaux

Bibliographie

Index

Table des matières

Comme on l'a déjà mentionné, la teneur des monographies hydrologiques proposée par M. Serra et par notre Service est à peu près la même (le plan-type proposé par M. Serra sera appelé « Monographie de la Durance »).

La première partie (A) de nos monographies correspond à la partie I de la Monographie de la Durance « Les facteurs conditionnels du régime ». La place considérable prêtée dans les deux plans-type aux facteurs géographiques et climatologiques est leur trait commun. Les différences dans la manière de traiter certains de ces facteurs doivent être attribuées aux différences des caractères des rivières qui on servi à la formation des deux plans.

Aux « Caractéristiques hydrologiques » (partie B) du plan polonais correspond la deuxième partie de la Monographie de la Durance « Les débits ». Pourtant cette partie est traitée dans la Monographie de la Durance autrement que dans les nôtres. Les chapitres « Variations saisonnières du régime », « Crues », « Evolution du lit et transports solides » semblent être traités plus minutieusement dans la Monographie de la Durance, tandis que les phénomènes de glace et les eaux souterraines, comme il était à prévoir vu le caractère du bassin de la Durance, ne sont même pas mentionnés. Le chapitre « Bilan de l'eau » occupant une place assez importante dans les monographies polonaises, ne figure pas dans la française.

A la partie III de la Monographie de la Durance « Données physiques chimiques et biologiques » correspond une partie du chapitre « Eaux de surface » dans le plan des monographies polonaises. Ces problèmes semblent être traités d'une manière plus large dans la monographie de la Durance que dans les nôtres. Il nous semble pourtant que puisqu'il y est question de sources médicinales, de ressources piscicoles et de potabilité des eaux, ces chapitres devraient entrer dans la partie IV « Utilisation des Eaux ».

Cette dernière et la partie « Modifications au régime naturel des « eaux » sont traitées dans la Monographie de la Durance d'une manière beaucoup plus détaillée que dans les nôtres, vu la différence du développement économique de nos deux pays.

Le Service hydrologique de Pologne trouve qu'il serait utile qu'à l'appel du Comité de la Standardisation des Caractéristiques hydrologiques et du Cadastre des Grands Cours d'eau, d'autres pays entreprennent des travaux analogues pour qu'une discussion puisse s'engager sur les types de monographies hydrologiques des bassins versants de rivières de différentes dimensions, des grands fleuves, des lacs et d'autres unités hydrologiques.



Exemple d'un registre des superficies du bassin

| Km du cours<br>de | à     | Situa-<br>tion | Détermination du secteur<br>de la rivière et du bassin versant                        | Superficie (km <sup>2</sup> )<br>et ordre du cours d'eau |       |        | N° | Caractéristiques du bassin versant   |
|-------------------|-------|----------------|---|--|-------|--------|----|--|
|                   |       |                |   | IV   | III   | II     |    |  |
|                   |       |                | Wieprz  |  |       |        |    | 1. Relief doux ou unis, vallée humide, large et plane  |
| 328,5             | 315,5 | —              | Wieprz jusqu'à son premier affluent   |  |       | 92,22  | I  | 2. Etangs, fossés  |
|                   |       | r              | Premier affluent du Wieprz (sans nom)   |  | 74,53 |        |    | 5. Champs cultivés   |
| 328,5             | 315,5 | —              | Wieprz et affluent sans nom   |  |       | 166,75 |    | 6. O — Krynice   |
|                   |       |                |   |  |       |        |    | Autres caractéristiques comme II   |
|                   |       |                |   |  |       |        |    | 1. Terrain accidenté, dénivellations dépassant 100 m   |
| 315,5             | 287,0 | —              | Wieprz depuis l'embouchure du premier confluent sans nom qu'au limnimètre Zwierzyniec |  |       | 229,84 |    | 2. Quelques affluents infimes  |
|                   |       | —              | Wieprz jusqu'au limnimètre Zwierzyniec  |  |       | 396,59 |    | 3. Calcaires et grais, miocène recouvrant l'oligocène; sols pour la plupart sablonneux, dans la partie N — loess |
|                   |       |                |   |  |       |        | II | 4. 600-700 mm  |
| 287,0             | 263,0 | —              | Wieprz depuis le limnimètre Zwierzyniec jusqu'à l'embouchure du Por                   |  |       | 248,36 |    | 5. Grandes forêts, couvrant de 20 à 50 % de la surface   |
|                   |       |                |   |  |       |        |    | 6. W, T, O, G — Zwierzyniec; O — Majdan, Krynice Szczepieszyn  |

| 59,8  | 27,2  | 1 | Por  | 181,35 | 260,48 | 1 | Por  |
|-------|-------|---|--|--------|--------|---|--|
| 27,2  | 8,7   | — | Por jusqu'au limnimètre Turobin                                  |        |        | — | Por jusqu'au limnimètre Turobin                                  |
|       |       | — | Por depuis le limnimètre Turobin jusqu'au confluent avec Gorajec |        |        | — | Por depuis le limnimètre Turobin jusqu'au confluent avec Gorajec |
|       |       | r | Gorajec  |        |        | r | Gorajec  |
| 8,7   | 3,0   | — | Por et Gorajec inclusivement                                     |        |        | — | Por et Gorajec inclusivement                                     |
|       |       | — | Por depuis l'embouchure du Gorajec jusqu'au limnimètre Nawóz     |        |        | — | Por depuis l'embouchure du Gorajec jusqu'au limnimètre Nawóz     |
| 59,8  | 3,0   | — | Por jusqu'au limnimètre Nawóz                                    |        |        | — | Por jusqu'au limnimètre Nawóz                                    |
| 3,0   | 0,0   | — | Por depuis le limnimètre Nawóz jusqu'à son embouchure            |        |        | — | Por depuis le limnimètre Nawóz jusqu'à son embouchure            |
| 59,8  | 0,0   | — | Bassin versant du Por  |        |        | — | Bassin versant du Por  |
| 328,5 | 263,0 | — | Wieprz et Por  |        |        | — | Wieprz et Por  |

1. Versant droit comme II, versant gauche — terrain onduleux

2. Point d'affluent, sauf le Gorajec

3. Comme II

4. Le Por supérieur et le Gorajec 650-700 mm le reste du bassin 600-650 mm

5. Forêts sur le versant droit du bassin (20-50 %), champs cultivés sur le versant gauche

6. W — Turobin, Nawóz, O — Batorz, Wysokie, Turobin, G — Wysokie

Comme I, II, III

1242,15

IV

Comme I, II, III

Légende

1. Relief

2. Réseau hydrographique

3. Géologie et sols

4. Précipitations annuelles moyennes, en mm

5. Couverture végétale

6. Equipement du bassin

O — station ombrométrique

T — » de température des eaux

G — » des eaux souterraines

W — » limnimétrique

l — affluent de la rive gauche

r — » » » droite

## SERVICE HYDROGRAPHIQUE ITALIEN

M. Gherardelli donne des informations sur l'organisation et l'activité du Service Hydrographique Italien, qui — ayant été constitué en 1917 — a aujourd'hui 40 ans de vie. Ce Service, qui dépend de la IVème Section du Conseil Supérieur des Travaux Publics, exploite, avec son Bureau Central et ses 14 Bureaux régionaux, un réseau d'observation de 3.600 stations pluviométriques, 1.000 thermométriques, 780 hydrométriques, 530 de mesure de débit (dont quelques-unes équipées pour la mesure du transport solide), 700 fréatimétriques.

Le rapporteur présente en particulier des specimens de publications tout récentes : Données caractéristiques des cours d'eau; Pluies observées dans une période de 30 ans. Précipitations maxima de 1 à 5 jours consécutifs; et ensuite une publication-atlas des relevés topographiques et hydrologiques — très détaillés — des cours d'eau. La publication a le but de suivre la « vie » des cours d'eau dans leur développement dans la plaine, jusqu'à l'embouchure, et, dans ce but, les relèvements sont liés à une foule très serrée de points stables de repère qui rendent très facile la répétition des relèvements mêmes. Il est donc possible de suivre les successives variations de la conformation du lit et d'en tirer des renseignements utiles pour la défense hydraulique, les travaux d'aménagement, de régulation etc. Les publications parues jusqu'ici regardent l'Arno, le Tibre et l'Adige.

*Résumé de la communication verbale, faite à la Séance du 13 septembre 14 heures.*

# LES TRAVAUX HYDROLOGIQUES EN POLOGNE ET LEUR ORGANISATION

*Communiqué du Service Hydrologique de Pologne.*

A l'heure actuelle plusieurs institutions en Pologne s'occupent d'hydrologie :

L'*Académie Polonaise des Sciences* coordonne les travaux hydrologiques par l'intermédiaire de ses Comités;

Le *Comité de Géophysique* et son organe la *Commission de l'Hydrosphère* veille au développement régulier des branches particulières de l'hydrologie;

Le *Comité de l'Aménagement des Eaux* a rédigé le « Plan du développement de l'aménagement des eaux dans la période 1956-1975 », ce qui impose aux recherches hydrologiques une ligne générale de conduite en dirigeant leur importante partie sur les questions du déficit d'eau qui a lieu dans les régions industrielles et qui menace certaines régions agricoles;

Le *Comité de Géographie* et son organe l'*Institut de Géographie* de l'Académie Polonaise des Sciences entreprend en hydrologie et hydrographie des travaux importants, entre autres des travaux concernant une carte hydrographique de la Pologne à grande échelle. Cette carte sera basée sur un nouveau levé hydrographique, sur le matériel existant (comme le matériel cartographique, les observations, les résultats des jaugeages etc.) et sur les travaux hydrométriques exécutés en même temps que le levé.

Les *Chaires de Géographie Physique* de toutes les Universités collaborent avec l'institut de Géographie dans le confectionnement de la carte hydrographique. Les travaux sur l'hydrologie et l'hydrographie sont développés surtout dans les suivantes Chaires de Géographie Physique :

— de l'Université de Varsovie où on s'occupe de lignes de partage des eaux et d'hydrographie des eaux phréatiques;

— de l'Université Jagellon à Cracovie où on s'occupe d'hydrologie et d'hydrographie des régions industrielles, des régions de montagne, d'érosion et de sources;

— de l'Université M. Curie-Sklodowska à Lublin où on a exécuté quelques travaux sérieux sur l'hydrographie des lacs, sur l'érosion des sols et du loess et sur les phénomènes karstiques.

Les Ecoles Polytechniques de Varsovie, de Gdansk et de Cracovie possèdent des *Chaires d'Hydrologie* aux Facultés des Constructions Hydrotechniques. A l'Ecole Polytechnique de Varsovie fut fondée récemment une spécialisation en hydrologie et aménagements des eaux, qui permet d'acquérir le titre d'ingénieur-hydrologue. De même à l'Ecole Supérieure d'Economie Rurale à Varsovie et à l'Ecole Supérieure d'Agriculture à Wroclaw il y a des Chaires d'hydrologie aux Facultés des Améliorations Agricoles.

Plusieurs sociétés scientifiques s'occupent d'une part d'approfondissement et d'autre part de propagation et de vulgarisation des connaissances sur l'hydrologie. Ce sont :

- la Société Polonaise de Géographie,
- la Société Polonaise Hydrologique et Météorologique,
- la Société Polonaise des Géophysiciens,
- la Société Polonaise des Sciences Sylvaines.

Ces Sociétés publient des périodiques et organisent des congrès et des assemblées scientifiques ainsi que des conférences populaires. Les deux premières des Sociétés citées organisent souvent ensemble des assemblées et des conférences ce qui exprime

l'engrenage de l'hydrologie avec les sciences géographiques. La Société Polonaise des Sciences Sylvainnes s'intéresse surtout à l'influence des forêts sur le bilan de l'eau.

Certaines branches de l'hydrologie se développent surtout dans les instituts de recherches scientifiques :

— *l'Institut de Géologie* s'occupe d'hydrogéologie et travaille à une carte hydrogéologique de la Pologne;

— *l'Institut d'Amélioration Agricole, de la Culture des Prés et des Pâturages* prend part dans les travaux sur le bilan de l'eau et effectue des recherches sur la teneur en eau des sols et sur l'évapotranspiration;

— *l'Institut de Biologie Expérimentale, l'Institut de l'Economie Communale et l'Etablissement d'Etat pour l'Hygiène* effectuent des recherches sur l'hydrobiologie, sur la chimie et la pollution des eaux du point de vue de l'approvisionnement en eau de la population, de l'utilisation des eaux et du point de vue médical.

Pourtant l'entier des travaux hydrologiques, notamment le rassemblement des matériaux hydrologiques, leur élaboration statistique et leur publication, ainsi qu'une grande partie des travaux scientifiques et de leur publication appartient à l'Institut Hydrologique et Météorologique de l'Etat.

L'Institut Hydrologique et Météorologique se compose des Services : Hydrologique, Météorologique, Océanographique et du Service des Prévisions du temps et des Prévisions hydrologiques.

Le Service Hydrologique effectue les observations, les jaugeages et autres mesures à 1300 stations limnimétriques et utilise les observations et mesures exécutées par le Service Météorologique aux stations ombrométriques, dont le nombre dépasse 2000 et aux stations climatologiques. En outre le Service Hydrologique entretient un réseau des stations des eaux phréatiques dont le nombre monte à 1750 et organise en collaboration avec le Service Géologique un réseau d'observations des eaux souterraines profondes. A un certain nombre de stations limnimétriques on fait des observations additionnelles comme les observations de la température de l'eau (à 130 stations), du matériel en suspension (90), des observations phénologiques des plantes aquatiques (24) et quelques autres. Les observations citées sont effectuées à chaque station par un seul observateur une ou trois fois par jour pour les stations limnimétriques, une fois par semaine pour la plupart des stations des eaux phréatiques. Il existe aussi quelques autres types de stations d'observation munies d'un personnel plus nombreux :

— les stations limnologiques qui outre les simples observations limnimétriques effectuent des observations et mesures des éléments hydrologiques et météorologiques des lacs et des bassins de retenue. Les travaux des ces stations ont rapport au climat et microclimat des environs du lac, à la thermique de celui-ci, à l'évaporation, à l'envasement et au rôle des lacs dans l'hydrologie des cours d'eau qui en dérivent;

— les stations évaporimétriques qui effectuent des mesures de l'évaporation de la surface de l'eau;

— les stations hydro-météorologiques qui ont pour tâche les jaugeages de certains cours d'eau, des études spéciales et la surveillance des stations hydrologiques et météorologiques d'une région.

La surveillance du côté administratif et du côté technique du réseau des stations hydrologiques et météorologiques de tous les genres dans de plus vastes régions est exercée par les succursales de province de l'institut. Ces succursales effectuent aussi la plupart des jaugeages et certaines d'entre-elles — aussi des recherches scientifiques. Les régions soumises à l'activité des succursales sont uniformes sous le rapport hydrologique (régions industrielles à déficit d'eau, montagnes, plaine etc.) ; ce qui permet une certaine spécialisation de leur personnel.

Les résultats des observations, des jaugeages et des autres mesures sont publiées dans les *Annuaire Hydrologiques*. Dans la période d'après guerre (1945-1957) on



a publié les *Annuaire*s 1945-1954 et les *Annuaire*s arriérés du temps de guerre. Les *Annuaire*s Hydrologiques paraissent en deux séries : les *Annuaire*s du bassin de la Vistule et des fleuves côtiers de la partie est du pays et les *Annuaire*s du bassin de l'Odra et des fleuves côtiers situés entre l'Odra et la Vistule. Un *Annuaire* Hydrologique se compose d'une ample partie tabellarique et d'un texte. La partie tabellarique contient :

- les relevés des observations journalières et des caractéristiques des hauteurs limnimétriques observées, ainsi que des données sur les phénomènes de glace;
- les relevés des observations de la thermique des eaux;
- les relevés des observations du matériel en suspension;;
- des tables des débits journaliers pour quelques stations limnimétriques choisies;
- un relevé des jaugeages;
- les tables des caractéristiques des hauteurs des nappes phréatiques.

Le texte donne un aperçu des phénomènes hydrologiques de l'année en comparaison avec leur régime moyen, ainsi qu'un aperçu analogue des phénomènes météorologiques. L'*annuaire* est terminé par des hydrographes et par un tableau des phénomènes de glace.

Les observations, les jaugeages et les autres mesures servent de point de départ pour les caractéristiques hydrologiques des fleuves et rivières, des lacs et des eaux souterraines et pour des travaux à des problèmes d'un caractère plus général. Ces travaux sont exécutés par le personnel scientifique et technique du Service Hydrologique.

En matière de *potamologie* on s'occupe d'abord, comme on l'a déjà mentionné, de *caractéristiques hydrologiques* des cours d'eau et du rapport de ces caractéristiques avec les *caractéristiques physiographiques* de leurs bassins versants. Ces travaux doivent servir à la *classification des cours d'eau* polonais. Les caractéristiques hydrologiques sont déjà élaborées pour les fleuves et la plupart de nos rivières de dimension moyenne. On effectue des recherches sur le *débit solide* des fleuves et son rapport avec l'érosion. On a abouti à d'intéressantes formules pour la relation entre le débit solide d'une part et la durée de la crue et la dimension du bassin versant — d'autre part

Les recherches de laboratoire sur la *dynamique des lits des rivières* restent en relation rigoureuse avec les études mentionnées ci-dessus.

Le phénomène de l'entravement de l'écoulement par la *végétation équatique* est étudié quant à sa relation avec la composition phyto-sociologique de la végétation et le stade de son développement.

Les *phénomènes de glace* sont étudiés du point de vue statistique et hydrologique. On effectue notamment des recherches sur la relation entre le débit et les hauteurs limnimétriques d'une part et la durée des phénomènes de glace et la température de l'air — d'autre part.

La *chimie et la pollution* des eaux sont étudiées du point de vue de la distribution géographique de ces phénomènes.

Les études *lacustres* se bornent à la détermination de leurs caractéristiques hydrologiques et thermiques des lacs et réservoirs de retenue ainsi que de leur influence sur le régime des rivières.

Les *eaux phréatiques* sont étudiées du point de vue de leur régime, de la connexité de celui-ci avec le caractère géologique de la région et avec les phénomènes météorologiques. On étudie aussi les rapports entre les eaux phréatiques et les eaux de surface et surtout avec le débit des rivières.

En collaboration avec le Service Météorologique et avec le Service des Prévisions on a entrepris des études dans le domaine de l'*hydrométéorologie*. D'une part ces études concernent les méthodes d'évaluation des précipitations moyennes en montages, en cas de manque d'observations directes et dans ce but on fait des recherches sur

la variabilité du gradient des précipitations. D'autre part on s'occupe d'averses en étudiant ce phénomène du point de vue géographique, statistique, météorologique et hydrologique (évaluation du volume des chutes d'eau, du coefficient d'écoulement, des débits provoqués par l'averse etc..)

Les travaux sur le *bilan de l'eau* donnent une synthèse des études énumérées ci-dessus. Les bilans de l'eau embrassent tous les bassins fluviaux de grandes et de moyennes dimensions pour les périodes d'avant guerre, depuis 1921 ou même depuis 1900 et pour la dernière dizaine d'années. A l'heure actuelle on travaille aux méthodes, appropriées aux matériaux possédés, de calcul du bilan de l'eau pour des périodes mensuelles avec évaluation de l'évaporation et de l'eau retenue dans le sol et superficiellement dans les bassins.

Les *Monographies hydrologiques* des bassins fluviaux, faisant le thème d'un autre rapport, présentent de même une synthèse des travaux exécutés par le Service Hydrologique.

Les résultats des études et recherches du Service Hydrologique sont publiés par l'Institut Hydrologique et Météorologique. Les publications de l'Institut se divisent en quelques séries.

Dans les « *Travaux de l'Institut Hydrologique et Météorologique de Pologne* » paraissent des publications du type « Caractéristiques des débits », « Résultats des jaugeages », « Registres des superficies des bassins versants », « Matériaux pour le bilan de l'eau » etc, ainsi que des travaux de synthèse, comme « La steppisation de la Pologne Centrale » — œuvre de J. LAMBOR (1954), « Phénomènes de glace en Pologne », « Eaux phréatiques en Pologne dans la période 1945-1954 », « Monographies Hydrologiques ». La plupart des publications de cette série sont des travaux collectifs.

Dans le périodique « *Bulletin du Service Hydrologique et Météorologique* » on publie des travaux du personnel scientifique de l'Institut et d'autres auteurs. On citera quelques titres (traduits du polonais en français).

S. BAC : « Bilan de l'eau des sables et des graviers », « Transpiration des végétaux de prairie et évaporation des sols non couverts ».

K. CHOMICZ : « Les averses en Pologne ».

K. DEBSKI : « Formules empiriques pour le calcul du débit de crue des rivières et torrents », « Méthode de crue simple et son application à la prévision des crues », « Ecoulement des eaux souterraines du bassin de la Vistule jusqu'au profil de Varsovie », « Le bilan de l'eau du bassin de la Vistule jusqu'au profil de Varsovie », « Influence des forêts sur l'hydrologie d'une région ».

Z. KAJETANOWICZ : « Courbe différentielle de la pente et son application ».

J. LAMBOR : « La genèse de la glace flottante », « Le débit maximum du Dunajec à Czorsztyn ».

J. OSTROMECKI : « L'équilibre du bilan de l'eau dans les marécages améliorés », « Les changements spécifiques des éléments du bilan de l'eau après l'amélioration et l'aménagement d'un bassin versant ».

L. SKIBNIEWSKI : « Aperçu de l'hydrologie du lac Goplo ».

L. SKIBNIEWSKI, Z. MIKULSKI : « Hydrologie des grands lacs Mazouriens ».

Dans la série « *Instructions et manuels* » ont été publiées plusieurs œuvres par exemple de prof. K. DEBSKI : « Hydrologie et Hydraulique » manuel pour les techniciens, « Hydrologie continentale v.I. Hydrométrie » — manuel pour les ingénieurs, « Probabilité des phénomènes hydrologiques et météorologiques. Méthode des décimales ».

Des articles d'un caractère populaire sont publiés dans le mensuel « Gazette de l'Observateur » destiné à l'approfondissement des connaissances sur l'hydrologie et la météorologie du personnel du réseau des stations d'observation.

Les publications sur l'hydrologie paraissent, comme on l'a montré, surtout dans

les périodiques et les autres éditions de l'Institut Hydrologique et Météorologique. Pourtant des travaux sur l'hydrologie paraissent en outre dans quelques autres éditions.

Dans des trimestriels :

- « *Acta geophysica Polonica* » — publiés en langues étrangères par le Comité de Géophysique de l'Académie Polonaise des Sciences;
- « *Revue de Géophysique* » — publiée par la Société Polonaise Hydrologique et Météorologique;
- « *Revue de Géographie* » — publiée par l'Institut de Géographie de l'Académie Polonaise des Sciences;
- « *Archives d'Hydrotechnique* » — publiées par l'Institut d'Hydrotechnique de l'Académie Polonaise des Sciences;

Dans le mensuel « *Aménagement des Eaux* » — publié par l'Organisation des Techniciens.

Dans les éditions de l'Ecole Polytechnique de Varsovie :

- E. CZETWERTYNSKI — « Hydrologie » — manuel pour les écoles polytechniques;

Dans les « *Editions Scientifiques* »;

- J. LAMBOR — « Aménagement des eaux ».

- S. LENCEWICZ : « Glaciers et leur influence sur le relief. Eaux continentales » (oeuvre posthume);

- M. PARDÉ — « Fleuves et rivières » traduit par K. DĘBSKI. Cette traduction, effectuée surtout pour l'usage des étudiants de géographie qui se spécialisent en hydrographie et hydrologie, est complétée par de nombreux exemples sur l'hydrologie des rivières polonaises.

# DRAINAGE AREA AS A HYDROLOGIC FACTOR ON THE GLACIATED CANADIAN PRAIRIES

W. STICHLING AND S. R. BLACKWELL

*Engineers, Hydrology Division*

Prairie Farm Rehabilitation Administration, Regina, Saskatchewan, Canada

## SUMMARY

On the Canadian Prairies glaciation has created a great deal of depressional storage in most watersheds. The amount of runoff required to fill the available storage each year is a function of previous runoff and climatic conditions; hence areas which contribute to runoff at a downstream point one year may not contribute in another. Consequently, the drainage boundaries of these watersheds change periodically.

This paper describes the problem and discusses some of its applications to hydrological investigations.

## RÉSUMÉ

Dans la région des prairies de l'ouest du Canada, la période glaciaire a beaucoup contribué à la condition des réservoirs qui se forment dans les dépressions, et que cette condition existe dans la plupart des versants. La quantité de l'écoulement exigée pour remplir, à la capacité, ce réservoir en question, est une fonction d'un d'écoulement précédant ainsi que des conditions climatiques. C'est par suite de cela que les régions qui contribuent, disons cette année, à un écoulement dans un endroit d'aval, ne contribueront pas, peut-être, aussi considérablement à l'avenir. Par conséquent, les bornes du drainage de ces versants changent périodiquement.

Cette étude décrit ce problème et discute quelques-unes de ses applications par des investigations hydrologiques.

## THE PROBLEM

## INTRODUCTION

Drainage area is usually regarded as the most obvious and readily available factor in a hydrologic study of a basin. Accordingly, formulas and graphs have been developed to determine the runoff characteristics of an area using drainage area as the common denominator. However, the drainage areas of streams in regions subjected to glacial transformation and deposition is often difficult to determine. On the Canadian Prairies, for instance, great fluctuations of the drainage basin boundaries have been observed in dry and wet years and in different seasons of the year. The objects of this paper are to describe this problem of fluctuating drainage areas and to suggest some of its ramifications.

## DESCRIPTION OF THE AREA

To fully comprehend how the area of a drainage basin on the Canadian Prairies may fluctuate, it is imperative that the effect glaciation has had on the drainage pattern be appreciated. Since the region was once covered by a continental ice sheet, the present surface deposits are chiefly of glacial origin. This glacial drift is distributed irregularly in most areas and lacustrine and morainic deposits may be found in the



same basin. Morainic country is characterized by gently undulating to strongly rolling topography with numerous undrained or partially drained depressions and marshy areas. Generally, the interior drainage system is inadequate and is characterized by a lack of well developed drainage channels. Under normal climatic conditions the smaller depressions contain water for a few months each spring. During prolonged dry periods even the large depressions and lakes disappear. On the other hand, a cycle of wet years with subsequent above-normal precipitation fills the depressions to overflowing and produces high groundwater levels. This produces conditions favourable to a high runoff and portions of a drainage basin which may be unproductive in dry years overflow and contribute materially to flows on the main stream.

Figure 1 shows an aerial mosaic of a typical drainage basin on the Canadian Prairies under wet conditions. It may be seen that the myriads of depressions and



Fig. 1 — Aerial mosaic of a typical drainage basin on the Canadian Prairies under very wet conditions.

sloughs are all filled and connect to adjacent sloughs and eventually the main stream. In contrast, a mosaic of the *same area* is shown in Figure 2 as it would appear in dry years. Only the larger sloughs have any water in them at all. The drainage area contributing to flows at point «A» is only about 20 percent of the contributing area shown in Figure 1.

#### DRAINAGE AREA AND RUNOFF VOLUME

The recorded runoff volume at a gauging station is usually expressed in terms of the average depth in inches over the basin above that station, or in acre-feet per square mile based on an assumed drainage area. This assumed drainage area is usually considered constant. In many glaciated areas such a method yields a distorted



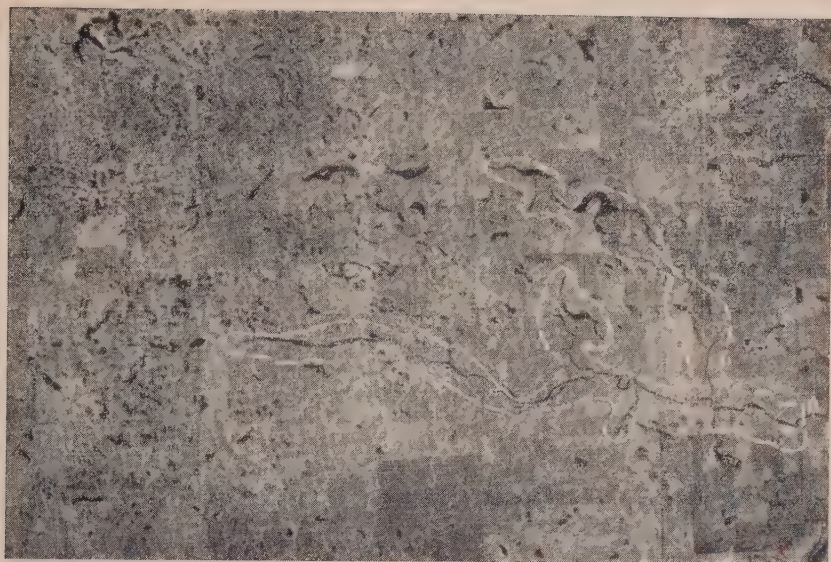


Fig. 2 — Aerial mosaic of a typical drainage basin on the Canadian Prairies under dry conditions.

picture of the runoff from a unit area. A different drainage area to suit the climatic conditions of a particular period should be used if a true comparison is desired, or if correlations with other streams are to be attempted. The variation of drainage boundaries is peculiar to each individual basin and is likely a function of the available surface storage, precipitation and evaporation.

The actual effect of the varying size of a watershed on the total runoff volume is difficult to evaluate. If many of the depressions in a basin are filled to overflowing at the time of runoff, the runoff from the area draining into these depressions will contribute to flows on the main stream. If on the other hand, the depressions are only partly full at the time of runoff, only a small percentage will contribute to the volume downstream. In summary, depression storage will effectively reduce the rate and the total volume of surface runoff.

#### DRAINAGE AREA AND FLOOD PEAKS

Flood peaks are affected by varying drainage area in a slightly different manner than runoff volume. Let us consider a watershed that has numerous depressions. In many years, the flood peaks will be produced by that portion of the basin which has little natural storage. There will be a temporary storage and time lag for all runoff originating upstream from the depressional area; consequently, this runoff will have only a slight effect on the flood peak produced by the watershed as a whole. It should be realized, however, that the runoff from a «sloughy» area may provide a large base flow on which a high runoff from other portions of the watershed can be superimposed. In a flood study, it may be reasonable to assign a weight to

such an area for the purpose of reducing it to the size of an equivalent area similar to the rest of the contributing portion of the basin.

In the case of extreme floods, a slightly different situation exists. The maximum probable flood would be expected to originate from the «gross» drainage area diminished only slightly by the natural storage. Drainage area terms are defined on page 210.

## PERTINENT DATA

### FACTORS AFFECTING DRAINAGE AREA

The factors which cause the boundaries of a watershed to fluctuate are analogous in many ways to the factors which contribute to the variability in water yield. Precipitation, temperature, storm intensity and the physiography of the watershed are some of the more important factors to be considered. A brief discussion of some of these variables follows.

A. The *natural surface storage* is a physiographical factor which is peculiar to each watershed or portion of a watershed. It usually takes the form of closed drainages which range in size from small depressions to large marshes and flats. Depressional storage has been briefly considered in Chapter II of the text ««Applied Hydrology», by Linsley, Kohler and Paulhus. It is stated therein that in order to understand the sequence of events which takes place after the beginning of surface runoff, the following facts must be recognized:

1. «Each depression has its own capacity or maximum depth.
2. As each depression is filled to capacity, further inflow is balanced by outflow plus infiltration and evaporation.
3. Depressions of various sizes are both superimposed and interconnected.  
In other words, every large depression encompasses many interconnected smaller ones.
4. Each depression, until such time as it is filled has a definite drainage area of its own.»

The manner in which the water surface of many depressions fluctuate by seasons and by years on the Canadian Prairies may be realized by reference to work carried out by Ducks Unlimited of Canada. Over a period of years they have studied bodies of water in Eastern Saskatchewan which are typical of The Prairies as a whole. The table which follows summarizes some of their observations.

*Average Observed and Estimated Water Surface Areas  
of Lakes and Sloughs in Eastern Saskatchewan*

| Year   | 1952 | 1953 | 1954 | 1955 | 1956 | Yearly<br>Average |
|--|------|------|------|------|------|-------------------|
| Water area in the month<br>of May, acres per sq. mi.     | 16.4 | 14.2 | 11.2 | 16.2 | 19.7 | 15.5              |
| Water area in late<br>summer, acres per sq. mi.          | 5.5  | 8.6  | 10.7 | 9.2  | 8.1  | 8.5               |
| Ratio of area in late summer<br>to month of May, percent | 35   | 60   | 95   | 57   | 41   | 55                |

B. *Soil and topography* are factors which greatly affect infiltration; infiltration in turn influences the surface runoff and the rate at which depressional storage is filled. It is characteristic of glaciated areas that light, shallow soil mantles predominate in the areas of rolling topography and heavy lacustrine deposits are usually associated with flat to gently undulating plains. Furthermore, the subsoil in glaciated regions is frequently an impervious boulder clay which impedes groundwater flow.

C. *Precipitation and evaporation* behave antithetically but must be considered together as being the most significant variables affecting the limits of a drainage basin.

The actual effect of precipitation will be determined by its seasonal distribution and must be considered in two parts, namely: that precipitation which produces the runoff and that precipitation which is antecedent. It would appear that the effective antecedent precipitation should be found by weighting the monthly precipitation for several years previous, the weight decreasing as one goes backwards in time.

Evaporation is a factor which also affects antecedent conditions. High evaporation may minimize the effect of high antecedent precipitation and vice versa.

D. *Intensity of rainstorms and rate of warm-up* in the spring obviously influence the amount of infiltration and subsequently the volume of surface runoff which replenishes the depressional storage.

E. *Other factors* such as vegetation, area under cultivation, cultivation practices and type of crops grown may all indirectly affect the contributing drainage area of a watershed any year. However, the average effect of such factors is believed to be less significant than those discussed above.

## DRAINAGE AREA DEFINITIONS

The drainage area definitions used in this paper are as outlined hereunder.

The *gross drainage area* of a watershed is that plane area enclosed within its divide which through natural and artificial processes would entirely contribute runoff to the main stream in extremely wet years.

The *net drainage area* is that portion of the watershed which contributes water to the runoff on the main stream in any particular year. It is not a constant and may fluctuate each year.

*Net wet drainage area* for a watershed is the average of the net drainage areas for that watershed arbitrarily determined for years of much above normal precipitation, by observation, judgement and analysis of detailed drainage maps.

*Net dry drainage area* for a watershed is the average of the net drainage areas for that watershed arbitrarily determined for years of much below normal precipitation, by observation, judgement and analysis of detailed drainage maps.

The definitions listed above have been illustrated in Figure 3, a detailed map of the Assiniboine River basin above Sturgis, Saskatchewan on which the boundaries of the gross, net wet and net dry areas are delineated. The influence of depressional topography on the location of these boundaries may be noted.

## DRAINAGE AREA DETERMINATION

### GENERAL

Some of the complexities which hinder the determination of the contributing area of a drainage basin have been mentioned. It should be pointed out that no simple and practical solution to the problem can be found without additional field obser-





Fig. 3 — Assiniboine River Watershed above Sturgis, Saskatchewan showing gross, net wet, and net dry drainage areas.

vation. However, several methods have been considered which warrant further consideration. These possibilities will be outlined in this section.

Linsley, Kohler and Paulhus, in their book «Applied Hydrology» have suggested a general formula which may be adaptable to the problem of fluctuating drainage boundaries to determine the productiveness of «sloughy» portions of a basin during runoff. They have expressed the volume of water in depression storage  $V_s$  at any time throughout a storm in terms of the accumulated rainfall excess  $P_e$  by an equation of the type  $V_s = S_d (1 - e^{-kP_e})$  where  $S_d$  is the total depression storage capacity and  $k$  is a constant. It is likely impractical to apply this equation to watersheds where detailed topographical maps are not available unless regional coefficients can be developed by field measurements to indicate a measure of the available depressional storage. Then too, in its present form that equation does not account for the effect of antecedent precipitation, runoff and evaporation. It is pointed out in the above, mentioned book that little is known of actual variations in depression storage but it is suggested that the rate at which such storage is depleted probably recedes logarithmically with time.

## METHODS FOR CONSIDERATION

### 1. Precipitation-Evaporation Analysis

It has been stated that the factors which greatly influence the drainage boundaries in most years are precipitation and evaporation but that other lesser factors play

a part. When attempting to find a practical method to determine these boundaries with the limited basic data available it is axiomatic that the number of variables should be kept to a minimum giving emphasis to major factors. Thus, it is believed that from a consideration of precipitation and evaporation alone it may be possible to predict the contributing drainage area of a basin each year.

The simplest form of relationship between two independent variables, say precipitation and evaporation, and the dependent variable drainage area, would be a three-dimensional graph. The independent variables would be located on the 'X' and 'Y' axes and the dependent variable shown by contour lines, probably spaced logarithmically. The relative 'weight' to be applied to each independent variable and the location of the contour lines would be influenced by observed and recorded data in known dry and wet years.

## 2. *Runoff-Climatic Index Variables*

An additional possibility to determine a contributing drainage area relationship from meteorological information would be to utilize one of the conventional graphical methods for correlating such information to water yield. For instance, a coaxial method for relating the variables precipitation producing the runoff, antecedent precipitation and evaporation, and rate of snowmelt or intensity, might be contemplated to arrive at a contributing-drainage-area-as-a-percent-of-gross-drainage-area-curve.

## APPLICATIONS

### GENERAL

Frequently it is necessary to determine the annual runoff at a point on a stream where there is no recorded data. The problem is either to determine the runoff distribution of upstream tributary basins from a main stream recording station or to use that data to find the missing information on a neighboring stream. For that determination it is common practice to account for drainage basin characteristics and different meteorological conditions but to convert the recorded data to the basin in question by a constant drainage area ratio. However, in watersheds containing much depressional storage this ratio may not be constant and may vary each year as the size of the drainage areas vary since these drainage area fluctuations will probably not be proportional on separate basins.

### RUNOFF-DRAINAGE AREA ANALYSIS

In the following a method is proposed for determining the runoff on a basin having no records from a basin having records assuming that climatic conditions are the same on both basins; call these basins A and B. This system may be considered in three steps: first, determine the contributing drainage area each year of basin A; secondly, determine the contributing drainage area each year of basin B from those determined for basin A; thirdly, find the runoff each year for basin B by multiplying the recorded runoff on basin A by the ratio of the drainage areas on basins B to A. Figures 4 and 5 have been prepared to illustrate this method.

Figure 4 is a schematic diagram of an arrangement for determining the yearly contributing drainage area on a stream from the corresponding yearly runoff with



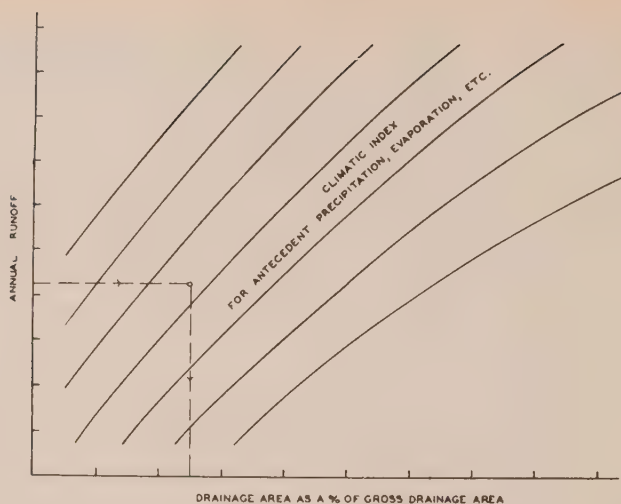


Fig. 4 — Schematic diagram of a runoff-drainage area relationship for a watershed on the Canadian Prairies.

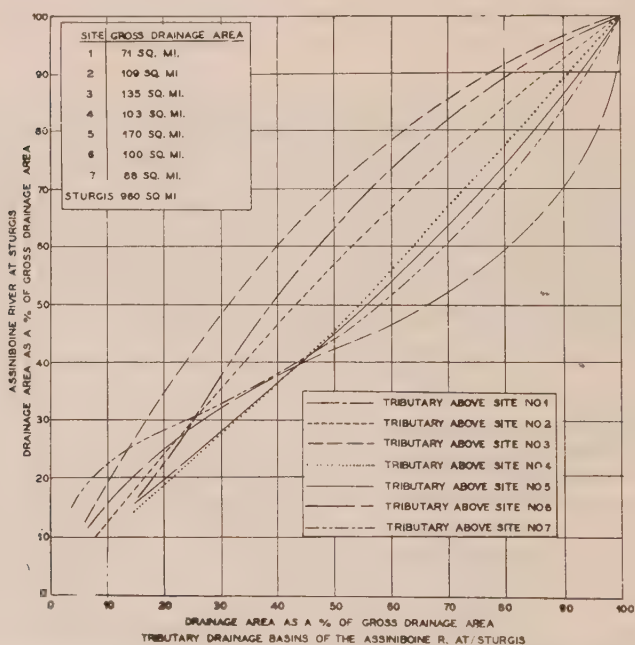


Fig. 5 — General drainage area relationship of the Assiniboine R. above Sturgis, Saskatchewan and its major tributary basins.

*Hydrological and physiological data Assiniboine R. Above Sturgis, Saskatchewan*

| Stream                                | Drainage Area   |                                       |                                       | Length                   | Drainage Density           |                          |                           | Recorded Data                         |  |                                  | Soil  |
|---------------------------------------|-----------------|---------------------------------------|---------------------------------------|--------------------------|----------------------------|--------------------------|---------------------------|---------------------------------------|--|----------------------------------|---|
| See<br>Fig. 3                         | Gross<br>Sq.mi. | Average<br>for wet<br>Years<br>sq.mi. | Average<br>for dry<br>Years<br>sq.mi. | Main<br>Channel<br>miles | Gross<br>D.A.<br>mi/sq.mi. | Wet<br>D.A.<br>mi/sq.mi. | Dry.<br>D.A.<br>mi/sq.mi. | Yearly<br>Runoff<br>1916-55<br>ac.ft. | Yearly<br>Precipitation<br>1916-55<br>inches | Yearly<br>Evaporation<br>1921-50 |   |
| Assiniboine<br>River Above<br>Sturgis | 960             | 665                                   | 170                                   | 60.0                     | 0.63                       | 0.90                     | 1.85                      | Av.<br>Max.<br>Min                    | 16.33<br>29.6<br>8.8                         | 27.14<br>39.9<br>19.4            | loam<br>loam<br>loam<br>Clay loam & loam<br>Sandy loam & loam<br>loam<br>loam |
| Trib. No. 1                           | 71              | 39                                    | 14                                    | 17.0                     | 0.64                       | 1.16                     | 2.32                      |                                       |  |                                  |   |
| No. 2                                 | 109             | 69                                    | 17                                    | 27.0                     | 0.46                       | 0.73                     | 2.10                      |                                       |  |                                  |   |
| No. 3                                 | 135             | 66                                    | 12                                    | 29.5                     | 0.59                       | 1.05                     | 2.16                      |                                       |  |                                  |   |
| No. 4                                 | 103             | 73                                    | 24                                    | 22.5                     | 0.55                       | 0.78                     | 1.60                      |                                       |  |                                  |   |
| No. 5                                 | 170             | 126                                   | 35                                    | 27.0                     | 0.65                       | 0.88                     | 1.69                      |                                       |  |                                  |   |
| No. 6                                 | 100             | 89                                    | 11                                    | 18.5                     | 0.69                       | 0.77                     | 3.36                      |                                       |  |                                  |   |
| No. 7                                 | 88              | 68                                    | 4.5                                   | 20.0                     | 0.90                       | 1.17                     | 2.67                      |                                       |  |                                  |   |

the aid of a climatic index. This climatic index, derived from precipitation, evaporation, etc, in conjunction with the runoff would be, in effect, a means of measuring the residual storage of the basin.

Figure 5 shows the relationship of the drainage area at a point in one watershed (say the point where the recorded runoff data is available) with the drainage area on other watersheds. In this example the Assiniboine River basin at Sturgis, Saskatchewan and seven of its main tributary basins were considered. The dry, wet and gross drainage areas of each basin were first determined from aerial photographs and detailed survey and soil maps. Then the Assiniboine River drainage areas at Sturgis, as a percent of the gross drainage area were plotted against the corresponding drainage areas of the tributaries. The resulting graph, Figure 5, reveals that each tributary basin has its own characteristic relationship as regards contributing drainage area. It is reasonable to assume that the relative runoff contribution from each basin varies with the contributing drainage area of that basin. It should be noted in the accompanying table that these are adjacent basins, all of comparable size, all with the same general topographic characteristics and all with the same climatic conditions. The fact that each basin shows a different relationship indicates different natural storage characteristics of each basin.

#### DRAINAGE DENSITY

The drainage density of a basin is an expression of the average length of streams per unit area. It is usually expressed in the form of the ratio  $\frac{\sum L}{A}$  where  $\sum L$  is the total length of streams in the basin and A is the drainage area. Of course, the absolute value of the drainage density depends upon the detail of the map from which the term  $\sum L$  is determined. The reciprocal of this factor  $\frac{A}{\sum L}$  is the average distance between streams and  $\frac{A}{2 \sum L}$  is a measure of the average length of overland flow for the basin. Ordinarily, the ratio of the time of overland flow to the total time of travel to the outlet is assumed to be very small and the direct effect of drainage density is considered insignificant except in connection with flood flows. However, if the variation of drainage density with the contributing area of a basin is plotted as in Figure 6, it will be realized that the time of overland flow for some basins is not a very small item and when the drainage area of a basin fluctuates, drainage density should be considered as a pertinent basin characteristic.

Figure 6 shows the drainage density-drainage area plot of a number of typical watersheds on the Canadian Prairies. The variation of this watershed factor is seen to be peculiar to each basin; it will have application where the characteristics of different basins are being compared.

#### CORRELATIONS TO DETERMINE MISSING FLOW DATA

It often happens that attempts to correlate the runoff data on neighboring streams yields poor results. However, if the annual contributing drainage area is first determined and the data then plotted as runoff per square mile, considerable improvement may be obtained in those basins where varying drainage areas are dominant.

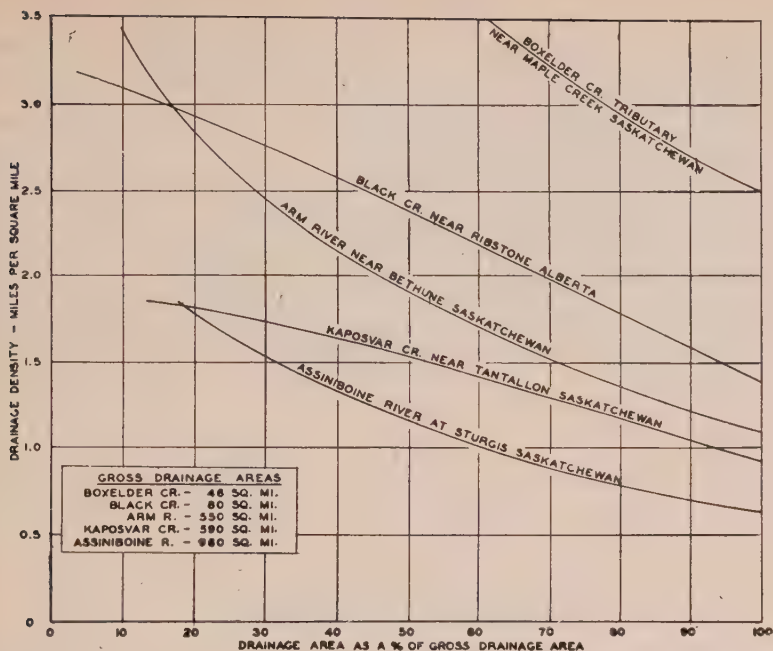


Fig. 6 — Drainage density — drainage area relationship of some typical watersheds on the Canadian Prairies.

## REVIEW

The following conclusions may be drawn from this paper:

1. The contributing drainage area of watersheds in many glaciated regions varies by seasons and by years.
2. The fluctuating effect of drainage areas should be considered in any hydrologic study in regions having appreciable depressional storage.
3. It should be possible to estimate the contributing drainage area of a watershed each year from an analysis of available information, that is, aerial surveys and topographical maps, supplemented by meteorological and hydrometric data.
4. Application of the varying drainage area concept will permit more accurate determination of missing stream flow data in most glaciated regions.
5. This paper represents an initial attempt to stimulate interest in the problem of varying drainage areas. Additional basic field data is required in this field.

## BIBLIOGRAPHY

- (1) Water Resources Division «Water Resources Papers» Department of Resources and Development (Canada) Ottawa (1921-1955).
- (2) Meteorological Division «Monthly Records of Meteorological Observations». Department of Transport (Canada), Toronto 1921-1955.
- (3) R. K. LINSLEY, M. A. KOHLER and J. L. PAULHUS, «Applied Hydrology», First Edition McGraw-Hill Book Co., Inc. 1949.
- (4) Prairie Farm Rehabilitation Administration, Hydrology Division, Report No. 10, «Hydrology of the 1948 and 1953 Flood in the Upper Souris Basin». Regina, 1954.
- (5) Prairie Farm Rehabilitation Administration, Hydrology Division, Report No. 12, «Qu'Appelle Basin Floods of 1955» Regina, 1955.
- (6) Prairie Provinces Water Board, Report No. 5, «Evaporation from Lakes and Reservoirs on the Canadian Prairies», P. F. R. A. Regina 1952.
- (7) J. MITCHELL, H. C. MOSS and J. S. CLAYTON, «Soil Survey Report No. 12», University of Saskatchewan, College of Agriculture, Saskatoon, 1944.
- (8) Ducks Unlimited of Canada, «Correspondence File» to the Prairie Farm Rehabilitation Administration, Hydrology Division, Regina.



# EVAPORATION



# EVAPORATION AND TRANSPIRATION FROM AN OPEN LICHEN WOODLAND SURFACE (\*)

WALTER A. NEBIKER AND SVENN ORVIG

## ABSTRACT

In 1948 the Department of Geography, McGill University, began an investigation of surface characteristics of Labrador-Ungava by means of aerial photographs. Two series of maps have been completed, showing cover types and physiography. These maps can be used in a determination of albedo and energy-partitioning for each of the characteristics cover types. Moisture conditions must be studied, as well, for each main type. Measurements of evapotranspiration and evaporation throughout the growing season, at one location, constitutes the first phase of this project. A battery of evapotranspirometer tanks were installed at the McGill Knob Lake Research Station, and also two black Bellani plate atmometers for the measurement of latent evaporation. Due to low temperatures evapotranspiration at Knob Lake is confined to the months June-September. Some evaporation takes place from the snow covered surface in winter. The site was a burned over area, with lichen the dominant vegetation, principally *Cladonia alpestris*.

It was found that with a lichen cover the evapotranspiration was only 1/3 of the theoretically estimated amount. This difference is probably due to the characteristics of the lichen cover rather than to any peculiarity of climatic conditions.

The energy exchange between the ground and atmosphere is of fundamental significance in both meteorology and hydrology. It is, nevertheless, still a vaguely understood physical phenomenon. Radiation, absorption and reflection of heat, and long wave heat emission from the ground, is governed by local surface conditions, and investigations must be undertaken in many regions in order to obtain a knowledge of average values and differences from one type of surface to another. Soil moisture is one of the governing factors in the energy exchange, and also for the bearing strength of the surface. If one expects to be able to forecast heat and moisture conditions of different surfaces it is necessary to predict the soil moisture content. It may be possible to develop a method of estimating ground conditions (for example by using aerial photographs and weather observations from scattered points), and one must then first determine the conditions at characteristic sites within large uniform surface types. Not only is a knowledge of the soil types essential in such studies, but also the understanding of vegetation features. In remote regions our knowledge of climate, soils and vegetation is only sporadic, and from relationships found at carefully picked sites ground conditions must be estimated for larger, fairly homogeneous areas. In Canada there are such wide, uniform regions, especially in the northern parts.

The surface characteristics of Labrador-Ungava have been investigated by means of aerial photographs by a group at McGill University (Hare, 1955). This work began in 1948, and the earliest stages consisted of field reconnaissances in several widely separated parts of the peninsula, to establish an appropriate classification of vegetation cover types, and the keys with which to identify them on high-altitude photographs. The keys are thus based on actual field studies. The purpose was to construct reconnaissance maps on the scale 1/500,000 or 8 miles/inch, showing cover type

(\*) The research reported in this paper has been sponsored by a grant from the Defence Research Board of Canada.

(vegetation) and surface type. The main cover types in this area of some 500,000 square miles are: *Closed-crown forest* (with deeply shaded floor not visible on photographs), *Lichen woodland* (with floor clearly visible on photographs, normally lichen covered,) *Bog and Muskeg* (all types dominated by undrainable water), *Bare rock, etc.* (all types where continuous, well developed vegetation is absent because of thinnes or poverty of soil). A further sub-division of the types is impossible on this map scale; even with as broad a grouping as this the detail on the maps is very great. However, larger scale maps have also been prepared for selected areas, showing much more detail.

If the albedo (reflectivity) and the energy-partitioning of each of the characteristic cover types, together with their moisture properties for natural evaporation, can be established experimentally, then the maps can be used for a quantitative

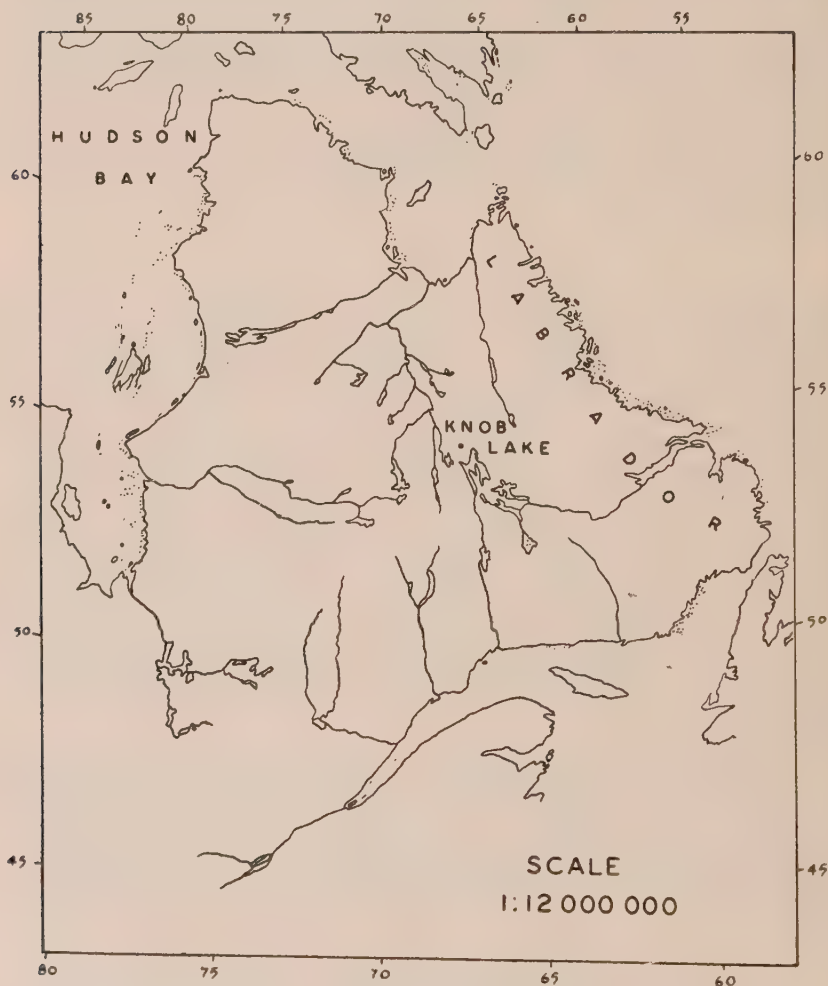


Fig. 1 — General Location MAP

determination of the moisture and energy balances of the natural vegetation zones of the entire peninsula. The different cover types have marked variations in albedo, visible clearly on aerial photographs, and must be differing in evaporative power as well.

Knob Lake occupies a central position in the great land mass of Labrador-Ungava (Fig. 1). The latitude of the McGill Research Laboratory is 54°48'N. The land is characterized by a series of parallel ridges and valleys in the so-called « Labrador Trough ». The ridges, standing up to 1,200 feet above the valley floors, usually consist of outcrops of metamorphosed rocks. Small lakes and bogs occupy shallow depressions on the ridges, but most of the surface is covered with a mat of lichen and trees, the trees being absent or stunted on the barren windswept sides and summits and increasing in size in the sheltered areas. Widely distributed over the entire area is the lichen woodland. The valleys are dominated by black spruce (*Picea mariana*), white spruce (*Picea glauca*), and tamarack (*Larix laricina*), with subordinate trees consisting of balsam fir (*Abies balsamea*) and several hardwoods, including white birch (*Betula papyrifera* var.) and balsam poplar (*Populus balsamifera*). In the depressions are found muskeg or bog forests, being products of wet sites. On the higher land are found some variety of lichen forest (having in common a ground cover of reindeer lichens, *Cladonia* spp.). Steeper slopes give rise to the varieties of well-drained moss forest.

The lichens, which cover over 50% of the forest floor in the Knob Lake area, have peculiar moisture properties. Fraser (1957) reports that they reach a height of 4-6 inches erect above a basal humifying layer about 1 inch thick when growing on well-drained sites that are not shaded. They possess remarkable water-holding properties. Fraser's observations indicate that the mineral soil beneath may contain 25-35% of its dry weight of water, while the percentage contained by the lichens will be ten times as great. His measurements in the summer of 1956 showed that the average dryweight percentage for the whole lichen blanket fell below 280 on only two days, while the content of the basal layer in which the tree and shrub roots run varied from 300-550%. This may help to explain certain resemblances in the tree forms in the muskegs and lichen forests. Lotz (1957) observed an absence of leaching in many of the soils around Knob Lake. In the field the lichen appears bone dry on the top, but it is soggy and wet just above the humus layer and must allow very little water to percolate down into the profile. Similarly, the Sphagnum moss that characterizes the close woodlands has a great absorptive power.

The site for the evaporation tanks, installed in 1956, is the center of an open area, approximately 600 feet in diameter. The area is a forty-year burn which has reseeded well, the spruce trees now reach to heights of about 10 feet. The ground layer is dominated by lichen, principally *Cladonia alpestris*. The site is near enough to the weather station for the climatic data to be representative for the location.

Natural evaporation is more than just the reversal of precipitation, it is also the reverse flow of the downward stream of radiation from the sun and atmosphere that warms the soil surface. Transpiration is the physical process where water is derived from the soil and passed via the plants into the atmosphere. The rate of flow varies with differences in temperature, humidity, wind speed, and intensity of light. Potential evapotranspiration is the evapotranspiration that would occur from a vegetation covered (vascular plants) surface, usually a grass surface, if soil moisture conditions were adequate for unrestricted transpiration (Thorntwaite and Hare, 1955). The tanks installed at Knob Lake are halves of fifty-gallon steel drums, filled with soil and covered with lichen which was originally removed from the holes. The rim of each tank protrudes about two inches above the surface of the ground, to prevent water from accidentally entering or leaving the tanks in heavy rainshowers. The



tanks are drained through holes near the bottom, and pipes lead to a drainage pit where excess water is collected and measured. During the summer season evaporation was measured each day, i.e., evaporation recorded from the lichen covered tanks containing soil with a moisture content at field capacity.

In order to ascertain the drying ability of the air two further instruments were installed at Knob Lake. These are black Bellani plate atmometers, which measure «Latent evaporation». This parameter has been defined as the maximum possible evaporation that can be obtained from a wet, plain, horizontal, black surface exposed to meteorological factors of solar and sky energy, wind, temperature, and vapour pressure which exist in the vicinity of the plant and animal habitat (Robertson, 1955). Measurements of latent evaporation are only relative, and for specific problems the relationship of actual evaporation to latent evaporation must be determined.

Previous work in other areas has indicated that, when the root zone of the soil is well supplied with water, the amount used by vegetation depends principally on meteorological factors, and less on the kind of vegetation. Results from Knob Lake indicate that peculiar characteristics of the ground cover are of great significance in the water use. The lichen is a plant differing in many respects from other plants found in warmer climates. The lichens and several moss species get their water, and their mineral nutrients, with the water, through the cells in the thallus, not through any vascular organs from the soil itself (Hustich, 1951). The lichens die at the lower end, continuing growth each year at very slow rates. The use of lichens for the purpose of determining maximum evaporation raises an important question: Are the lichens a satisfactory mechanism for determining this factor? In all other types of plants used as surface covers in measurements of potential evapotranspiration, the plant systems were complete, i.e., they were composed of roots to draw water from the soil, stems to transport the water, and leaves to conduct the water out of the plant system into the atmosphere. The lichens possess none of these parts, and are instead like a mat of uncompacted straw with the bottom layer of a more spongy consistency. When wet, the entire lichen structure is spongy; when dry the upper part of the structure becomes brittle and breaks easily. Although the lichens do not act like plants, and therefore do not «evapotranspire» as a normal plant would, they are, nevertheless, the natural vegetation in this part of the world. It would be both impracticable and nonrepresentative to use another type of plant cover.

Mean monthly temperature and the latitude of the station are required in the theoretical determination of potential evapotranspiration. At Knob Lake only the months May through September have mean temperatures above the freezing point, and thus, conceivably, evapotranspiration. The determination of maximum water loss is accomplished by a process of subtraction. The amount of water entering the tank is known. It is either rainfall, which is measured at the McGill weather station, or it is water applied to the tank in given quantities. The soil in the tanks is kept at field capacity, and evaporation proceeds at the maximum amount. It is recorded every 24 hours. Simultaneously, «latent evaporation» is measured daily from the black Bellani instruments. The daily results from three of the four tanks showed a very good grouping during the summer of 1956.

In examining the figures of a season's observations and weighing the evidence, it is the authors' conviction that the system of employing such tanks provides a reliable index of the climate, when a type of surface cover is used that is typical for the region. The lichen is a stable form of surface cover over vast areas of the Subarctic, and it plays a particular role in the hydrologic cycle in these regions. Both the Thornthwaite system of using mean temperature and day length for computing potential evapotranspiration, and the system employing the black Bellani plate atmometer tend to overestimate the amount of evaporation-transpiration, and hence the climate

in terms of the natural vegetation. A comparison for a similar period of time (1 July to 31 August) reveals the following totals for evaporation-transpiration :

|  |          |
|--|----------|
| Computed potential evapotranspiration:                                   | 18.6 cm. |
| Latent evaporation (by black Bellani, converted from cc for comparison): | 13.6 cm. |
| Measured water loss:   | 5.4 cm.  |

These totals indicate that the computed PE is 3.4 times and LE is 2.5 times greater than the measured water loss. It is interesting to note that these great discrepancies occur despite a slightly higher mean temperature at the actual level of the tank surfaces than at the level used for the computed PE and the black Bellani, both of which are taken from the four-foot level.

Potential evapotranspiration and latent evaporation have a linear relationship in temperate latitudes, and a reliable indicator of moisture conditions for certain parts of Canada is the ratio between LE (in cubic centimeters) and measured PE (in inches). This ratio has been calculated for several stations across the country, and it is possible to estimate PE values from measurements of LE by using the ratio 0.0034 inches/cc, for the purpose of calculating irrigation water requirements (Robertson and Holmes, 1956). As there is no «potential evapotranspiration» in lichen the period between 1 July and 5 September showed a ratio of 0.0013 inches/cc at Knob Lake, a figure far below the average value of 0.0034 for stations in southern Canada.

With an actual water loss from lichen covered forest floors of only 1/3 of the value usually experienced under similar climatic conditions (but with a different vegetation cover) it is clear that the customary methods of computing the soil moisture conditions can not be used in such areas. The daily values of water loss for the whole season May-September, together with daily values of the meteorological elements are available at McGill University in its *Publications in Meteorology*. These observed values can be used for estimating water use in other parts of the lichen woodland zone, if the average values of the climatic elements are known. Some of the observed values are listed below.

Low evapotranspiration values have been observed at other relatively high latitude stations. In Valentia, Ireland, the winter months showed the measured PE to be about 1/3 of the computed. However, climatic conditions in northern Ireland in winter and Knob Lake in summer are sufficiently different to make a comparison of doubtful value. Furthermore, the tanks at Valentia were covered with grass. The meteorological conditions in cloudy, cool, northern regions are not conducive to a high rate of evapotranspiration in any case, and when the surface cover consists of lichen, which is not a true plant and allows only the very slowest rate of water loss, then the soil water conditions will obviously be quite different from those prevailing or estimated in more «normal» regions. Finally, the reflective power of the lichen cover is exceptionally high, probably near double the 30% usually given for an almost dry grass carpet. The heat absorbed by the lichen covered surface is not sufficient to sustain a large water loss.

Mulches normally are effective in preventing water loss, in that they shade the soil, reducing temperature and lengthening the diffusion gradient from soil to air, protecting the soil from the drying effects of the wind (Kramer, 1949). The lichen cover serves as an effective mulch, protecting the soil surface from evaporation, and the actual lichen surface condition (often dry) is usually misleading when determining soil moisture content. Especially is this true in areas with patches of permafrost and poor drainage. The lower part of the lichen cover is usually saturated, and the soil below may contain 25-35% of its dry weight of water.

TABLE 1  
*Summary of Meteorological Conditions by 10-day Periods*  
*Knob Lake, Quebec, from 1 July to 31 August, 1956.*

| Date      | Temp. °F<br>mean | Precip.<br>mm.<br>total | Sun hrs<br>mean | Rel.<br>hum<br>% mean | Wind<br>mean | Comp.<br>PE<br>mm. | LE<br>mm | Water<br>use<br>mm. |
|-----------|------------------|-------------------------|-----------------|-----------------------|--------------|--------------------|----------|---------------------|
| July 1-10 | 51.6             | 20.8                    | 4.7             | 79                    | 5.7          | 32.0               | 24.2     | 12.6                |
| 11-20     | 49.4             | 60.4                    | 3.5             | 80                    | 10.0         | 28.7               | 13.8     | 8.0                 |
| 21-31     | 60.9             | 17.7                    | 5.5             | 74                    | 6.8          | 44.7               | 37.9     | 12.7                |
| Aug. 1-10 | 52.6             | 10.4                    | 3.8             | 78                    | 6.9          | 30.8               | 23.6     | 8.4                 |
| 11-20     | 51.2             | 39.5                    | 5.2             | 75                    | 8.2          | 28.0               | 23.0     | 9.1                 |
| 21-31     | 44.6             | 53.7                    | 2.2             | 84                    | 10.7         | 22.1               | 13.4     | 3.5                 |
|           |                  |                         |                 |                       |              | 186.3              | 135.9    | 54.3                |

#### REFERENCES

- CARLSON, C. A. and HORTON, J. S., 1957. «Forecasting Trafficability of Soils; Information for Predicting Moisture in the Surface Foot of various Soils», Waterways Experiment Station, C. E. U. S. Army, Vicksburg, Miss. *Tech. Memo.* No. 3-331, 55 pp.
- FRASER, E. M., 1957. «Vegetation», in: *The Knob Lake Area*, Annual Report 1955-56, Supplement No. 1, McGill University, pp. 18-28.
- HARE, F. K., 1950. «Climate and Zonal Divisions of the Boreal Forest Formation in Eastern Canada», *Geographical Review*, Vol. XL, pp. 615-635.
- HARE, F. K., 1955. «Mapping of Physiography and Vegetation in Labrador-Ungava», *Can. Geographer*, No. 5, pp. 17-28.
- HARE, F. K. and TAYLOR, R. G., 1956. «The Position of certain Forest Boundaries in southern Labrador-Ungava», *Geographical Bulletin*, No. 8, pp. 51-73.
- HUSTICH, I., 1951. «The Lichen Woodlands in Labrador and their Importance as Winter Pastures for Domesticated Reindeer», *Acta Geographica*, Vol. XII, pp. 1-48.
- KRAMER, P. J., 1949. *Plant and Soil Water Relationships*, McGraw-Hill Book Company, New York, 347 pp.
- LOTZ, J. R., 1957. «Soils», in: *The Knob Lake Area*, Annual Report 1955-56, Supplement No. 1, McGill University, pp. 13-17.
- ROBERTSON, Geo. W., 1955. «Latent Evaporation: Its Concept, Measurement and Application», Processed Bulletin, Soils and Agricultural Engineering Division, Experiment Farms Service, Ottawa, 14 pp.
- ROBERTSON, Geo. W. and HOLMES, R. M., 1956. «Estimating Irrigation Water Requirements from Meteorological Data», Processed Bulletin, Experimental Farms Service, Ottawa, 19 pp.
- THORNTHWAITE, C. W. and HARE, F. K., 1955. «Climatic Classification in Forestry», *Unasylva*, Vol. 9, No. 2, pp. 51-59.

# EVAPORATION DE LA SURFACE LIBRE DE L'EAU DANS LES CONDITIONS NATURELLES EN POLOGNE

P. P. DEMIANCZUK

Institut Hydrologique et Météorologique d'Etat, Pologne.

L'équation approximative du transport turbulent de la vapeur d'eau fut acceptée comme équation de départ pour extraire les formules servant au calcul de la grandeur mensuelle d'eau évaporée de la surface libre de l'eau. Acceptant le milieu vaporisant comme plan et fixant que l'axe «*z*» est perpendiculaire et orienté du milieu vaporisant vers l'air, l'équation approximative du transport turbulent de la vapeur d'eau dans l'unité de temps par l'unité du champ perpendiculaire à l'axe «*z*», nous écrivons sous forme de différences finies :

$$Q(q) = A \frac{(q_0 - q)}{z} \quad (1)$$

Dans l'équation (1) le symbole *q* est l'humidité spécifique, la hauteur *z*, tandis que *q*<sub>0</sub> est l'humidité spécifique saturante près du milieu vaporisant.

Substituant à *q*<sub>0</sub> et *q* les expressions

$$\left. \begin{aligned} q_0 &= 0,622 \frac{E_\omega}{p} \\ q &= 0,622 \frac{e}{p} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

l'équation (1) prendra la forme

$$Q(q) = A \frac{0,622}{p \cdot z} (E_\omega - e) \quad (3)$$

Dans les expressions (2) on accepta la même pression «*p*» l'arrondissant aux valeurs intégrales mm Hg sur la hauteur *z* = 200 cm et *z* = 0 cm, puisque le changement de la hauteur de 2 mètres correspond au changement de pression de 0,2 mm Hg. L'expression (3) a la dimension

$$\left[ \frac{g}{cm^2 \text{ sec}} \right]$$

La grandeur d'évaporation pendant les 24 heures s'élève à

$$Q(q)_i = A_i \frac{0,622}{p_i \cdot z} (E_\omega - e)_i \cdot \tau_d \quad (4)$$

où  $\tau_d = 86400 \text{ sec}$ .

Dans la formule (4) *p*<sub>i</sub> est la valeur moyenne du jour de la pression atmosphérique, (*E*<sub>ω</sub> - *e*)<sub>i</sub> est la valeur moyenne du jour de la différence de la tension de la vapeur d'eau.



La grandeur mensuelle de l'eau évaporée est :

$$P_m = \sum_{i=1}^{n_1} A_i \frac{0,622}{p_i \cdot z} (E_{\omega} - e)_i \cdot \tau_d \quad (5)$$

Dans la formule (5) le symbole  $P_m$  est la valeur mensuelle de l'eau évaporée de la surface d'eau,  $n_1$  — la quantité de jours du mois.

Admettant que l'erreur survenue par l'introduction de simplifications suivantes ne sera pas grande — nous substituons dans la formule (5) au lieu de  $p_i$  la valeur moyenne mensuelle de la pression atmosphérique que nous désignons par le symbole  $p_m$  et au lieu de  $A_i$  — la valeur moyenne mensuelle  $A_m$ . Nous avons donc

$$P_m = A_m \frac{0,622}{p_m \cdot z} \cdot \tau_d \cdot \sum_{i=1}^{n_1} (E_{\omega} - e)_i \quad (6)$$

mais

$$\sum_{i=1}^{n_1} (E_{\omega} - e)_i = n_1 (E_{\omega, \bar{s}} - e_m) \quad (7)$$

où  $E_{\omega, \bar{s}}$  est la valeur moyenne mensuelle de la tension maximum de la vapeur d'eau correspondante aux valeurs moyennes du jour de la température d'eau de surface du lac, donc

$$E_{\omega, \bar{s}} = \frac{1}{n_1} \sum_{i=1}^{n_1} E_{\omega, i}$$

Mais il n'est pas difficile de prouver que

$$E_{\omega, \bar{s}} \approx E_{\omega, m} \quad (8)$$

ce qui fut justifié dans mon travail (3).

Dans la formule (8)  $E_{\omega, m}$  est la tension saturante de la vapeur d'eau correspondante à la température moyenne mensuelle d'eau de surface du lac  $t_{\omega, m}$ .

Se basant sur ces considérations on peut écrire

$$\sum_{i=1}^{n_1} (E_{\omega} - e)_i \approx n_1 (E_{\omega, m} - e_m) \quad (9)$$

Substituant l'expression (9) à (6) nous obtiendrons

$$P_m \approx A_m \frac{0,622}{p_m \cdot z} \cdot \tau_d \cdot n_1 \cdot (E_{\omega, m} - e_m) \quad (10)$$

$P_m$  a la dimension

$$\left[ \frac{g}{\text{cm}^2 \text{ mois}} \right]$$

Si  $P_m$  doit être exprimé en mm de la colonne d'eau, il faut multiplier le côté droit de la formule (10) par 10 et nous avons

$$P_m \approx A_m \frac{6,22}{p_m \cdot z} \cdot \tau_d \cdot n_1 \cdot (E_{\omega, m} - e_m) \quad (11)$$



Dans l'équation (6) nous introduisons maintenant au lieu de  $(E_{\omega} - e)_i$  la grandeur  $(E - e)_i$  nommée valeur moyenne du jour du déficit d'humidité de l'air;  $E$  est la tension maximum de la vapeur d'eau à température moyenne d'air.

Cet échange est effectué à l'aide de l'équation

$$\alpha_m \cdot \sum_{i=1}^{n_1} (E - e)_i = \sum_{i=1}^{n_1} (E_{\omega} - e)_i \quad (12)$$

$\alpha_m$  est désigné à la base de l'équation (12) pour chaque mois par la formule

$$\alpha_m = \frac{E_{\omega,m} - e_m}{E_m - e_m} \quad (13)$$

ce qui peut être facilement prouvé, car

$$\sum_{i=1}^{n_1} (E_{\omega} - e)_i = n_1 (E_{\omega,s} - e_m) \approx n_1 (E_{\omega,m} - e_m)$$

et

$$\sum_{i=1}^{n_1} (E - e)_i = n_1 (E_s - e_m) \approx n_1 (E_m - e_m)$$

donc

$$\alpha_m = \frac{\sum_{i=1}^{n_1} (E_{\omega} - e)_i}{\sum_{i=1}^{n_1} (E - e)_i} \approx \frac{E_{\omega,m} - e_m}{E_m - e_m}$$

$E_m$  est la tension maximum de la vapeur d'eau à température moyenne mensuelle  $t_m$ .

Substituant à la formule (6) l'expression (12) nous obtiendrons

$$P_m \approx A_m \frac{0,622}{p_m \cdot z} \cdot \tau_d \cdot \alpha_m \cdot \sum_{i=1}^{n_1} (E - e)_i \quad (14)$$

Désignant par le symbole  $\beta_{r,m}$  la valeur moyenne mensuelle du déficit d'humidité réelle de l'air nous avons

$$\beta_{r,m} = \frac{1}{n_1} \sum_{i=1}^{n_1} (E - e)_i \quad (15)$$

nous écrirons la formule (14) sous la forme

$$P_m \approx A_m \frac{0,622}{p_m \cdot z} \cdot \tau_d \cdot \alpha_m \cdot n_1 \cdot \beta_{r,m} \quad (16)$$

Si  $P_m$  doit être exprimé en mm de la colonne d'eau, la formule (16) aura la forme suivante

$$P_m \approx A_m \frac{6,22}{p_m \cdot z} \cdot \tau_d \cdot \alpha_m \cdot n_1 \cdot \beta_{r,m} \quad (17)$$

On présente maintenant une troisième forme de la formule pour la grandeur mensuelle d'eau évaporée des lacs ou des réservoirs d'eau. Si nous acceptons comme unité de mesure du temps d'évaporation pendant 24 heures la durée des grandes

variations horaires de la valeur moyenne mensuelle du déficit d'humidité de l'air — la durée de ces variations doit être établie pour chaque mois. La durée de grandes variations horaires pour chaque mois fut déterminée graphiquement profitant des valeurs horaires moyennes mensuelles

$$E_m - e_m$$

pour Varsovie au cours des années 1886-1910 et pour Potsdam en 1933.

La méthode graphique de la détermination de ces variations pour chaque mois est présentée dans la partie I de mon travail (1). Sur le tabl. 3 de mon travail (2) on présente les relevés de la durée des grandes variations horaires de la valeur moyenne mensuelle du déficit d'humidité d'air pour Varsovie pendant la période 1886-1910 et pour Potsdam en 1933. Ce tableau est désigné par No. 1.

TABLEAU 1

| Varsovie  | Mois            | I  | II | III | IV | V  | VI | VII | VIII | IX | X  | XI | XII |
|-----------|-----------------|----|----|-----|----|----|----|-----|------|----|----|----|-----|
| 1886-1910 |                 |    |    |     |    |    |    |     |      |    |    |    |     |
|           | commencement à  | 9h | 7h | 7h  | 6h | 6h | 6h | 6h  | 6h   | 7h | 8h | 9h | 9h  |
|           | Fin à           | 19 | 20 | 21  | 21 | 23 | 24 | 23  | 21   | 21 | 21 | 21 | 19  |
|           | Durée en heures | 10 | 13 | 14  | 15 | 17 | 18 | 17  | 15   | 14 | 13 | 12 | 10  |
| Potsdam   | commencement à  | 9  | 7  | 7   | 6  | 6  | 6  | 6   | 6    | 7  | 8  | 9  | 9   |
| 1933      | Fin à           | 19 | 19 | 21  | 22 | 23 | 24 | 23  | 22   | 22 | 21 | 20 | 19  |
|           | Durée en heures | 10 | 12 | 14  | 16 | 17 | 18 | 17  | 16   | 15 | 13 | 11 | 10  |
|           | Durée moyenne   | 10 | 12 | 14  | 16 | 17 | 18 | 17  | 16   | 14 | 13 | 12 | 10  |

Mais prenant en considération que les mesures des éléments météorologiques à Potsdam furent effectuées tenant compte de la ventilation convenable dans la cage météorologique — nous acceptons pour chaque mois la durée de l'évaporation pour Potsdam.

La formule pour les grandeurs mensuelles d'eau évaporée aura la forme

$$P_m \approx A_m \frac{6,22}{P_m \cdot z} \cdot n_1 \cdot \tau \cdot \alpha_m \cdot \beta_{r,m} \quad (18)$$

En prenant en considération que les mesures des éléments météorologiques à Potsdam furent effectuées tenant compte de la ventilation convenable dans l'abri avantages que nous obtiendrons grâce à l'introduction d'un temps mesuré à l'aide des grandes variations horaires de la valeur moyenne mensuelle du déficit d'humidité de l'air.

L'expression (18) est la troisième forme de la formule pour la grandeur mensuelle de l'eau évaporée de la surface libre de l'eau. Des mesurages d'évaporation de la surface libre d'eau furent effectués en Pologne avant la seconde guerre. Les matériaux hydrologiques et météorologiques concernant ces mesurages ont été détruits pendant la seconde guerre mondiale et ce n'est que leurs fragments qui furent publiés dans le Bulletin du Service Hydrographique (3), (?). Dans les publications mentionnées on voit nettement que les mesurages d'évaporation sur les lacs Czarne (Polesie) et Goplo sont parfaitement concordants avec les résultats des mesurages sur le lac Grinnitz, quoique les périodes des mesurages étaient différents. Se basant sur ce

fait on calcula les coefficients  $A_m$  dans les formules (11), (17) et (18) utilisant les données météorologiques et hydrologiques pour le lac Grimnitz dans la période 1909-1913. Les données nécessaires pour le calcul du facteur  $A_m$  sont pris de mon travail (4).

Les valeurs du facteur  $A_m$  calculées à l'aide de la formule (11) sont désignées par le symbole  $A_{m,0}$ , à l'aide de la formule (17) — par le symbole  $A_{m,1}$  et à l'aide de la formule (18) — par le symbole  $A_{m,2}$ .

Les formules (11), (17) et (18) avec les facteurs numériques désignés auront la forme suivante :

$$P_m \approx A_{m,0} \frac{6,22}{p_m \cdot z} \cdot n_1 \cdot \tau_d \cdot (E_{w,m} - e_m) \quad (19)$$

$$P_m \approx A_{m,1} \frac{6,22}{p_m \cdot z} \cdot n_1 \cdot \tau_d \cdot \alpha_m \cdot \beta_{r,m} \quad (20)$$

$$P_m \approx A_{m,2} \frac{6,22}{p_m \cdot z} \cdot n_1 \cdot \tau \cdot \alpha_m \cdot \beta_{r,m} \quad (21)$$

Les mesurages sur le lac Grimnitz ont duré depuis avril à octobre dans la période 1909-1913. Les coefficients  $A_{m,0}$ ,  $A_{m,1}$ ,  $A_{m,2}$  sont présentés dans le tableau 2.

TABLEAU 2

| Mois<br>Données | IV    | V     | VI    | VII   | VIII  | IX    | X     |
|-----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $A_{m,0}$       | 0,234 | 0,218 | 0,236 | 0,223 | 0,198 | 0,167 | 0,161 |
| $A_{m,1}$       | 0,181 | 0,185 | 0,202 | 0,191 | 0,163 | 0,131 | 0,128 |
| $A_{m,2}$       | 0,272 | 0,261 | 0,270 | 0,270 | 0,244 | 0,210 | 0,235 |
| $A_{m,0}$       | 1,292 | 1,178 | 1,168 | 1,168 | 1,215 | 1,275 | 1,258 |
| $A_{m,1}$       |       |       |       |       |       |       |       |

Comparant les formules (19) et (20) nous avons

$$A_{m,0} \cdot (E_{w,m} - e_m) = A_{m,1} \cdot \alpha_m \cdot \beta_{r,m} \quad (22)$$

Prenant en considération que

$$\alpha_m \approx \frac{E_{w,m} - e_m}{E_m - e_m}$$

nous obtenons de (22) l'expression

$$\beta_{r,m} \approx \frac{A_{m,0}}{A_{m,1}} \cdot (E_m - e_m) \quad (23)$$

À l'aide de la formule (23) on calcula pour différentes localités de la Pologne, sur différents niveaux depuis 10 à 600 m au-dessus du niveau de la mer, les valeurs moyennes mensuelles du déficit d'humidité de l'air et on les compara avec  $\beta_{r,m}^*$  calculé à la base des observations à terme.

Les résultats des comparaisons ont donné un résultat positif, il s'en suit donc que les coefficients  $A_{m,0}$  et  $A_{m,1}$  calculés pour le lac Grimnitz sont aussi valables pour la Pologne.

TABLEAU 3

Gdansk-Wrzeszcz..  $\varphi = 54^{\circ}23'$ ;  $\lambda = 18^{\circ}36'$ ;  $H_s = 13,0$  m

| An-<br>nées | Mois<br>Grandeurs | IV    | V     | VI    | VII   | VIII  | IX    | X     |
|-------------|-------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
|             |                   |       |       |       |       |       |       |       |
| 1950        | Facteur stable    |       |       |       |       |       |       |       |
|             | $A_{m,0}$         | 1,292 | 1,178 | 1,168 | 1,168 | 1,215 | 1,275 | 1,258 |
|             | $A_{m,1}$         |       |       |       |       |       |       |       |
|             | Données           |       |       |       |       |       |       |       |
|             | $E_m - e_m$       | 2,15  | 4,58  | 6,48  | 4,64  | 3,86  | 2,97  | 1,67  |
| 1951        | $mb$              |       |       |       |       |       |       |       |
|             | calculées         |       |       |       |       |       |       |       |
|             | $\beta_{r,m}$     | 2,8*  | 5,4   | 7,6   | 5,4   | 4,7   | 3,8   | 2,1   |
|             | $mb$              |       |       |       |       |       |       |       |
|             | du relevé         |       |       |       |       |       |       |       |
| 1952        | $\beta_m^*$       | 2,4*  | 5,6   | 7,6   | 5,3   | 4,6   | 3,5   | 2,3   |
|             | $mb$              |       |       |       |       |       |       |       |
|             | Données           |       |       |       |       |       |       |       |
|             | $E_m - e_m$       | 3,28  | 2,83  | 5,14  | 5,69  | 5,94  | 4,05  | 2,13  |
|             | $mb$              |       |       |       |       |       |       |       |
| 1953        | calculées         |       |       |       |       |       |       |       |
|             | $\beta_{r,m}$     | 4,2   | 3,3   | 6,0   | 6,6   | 7,2   | 5,2   | 2,7   |
|             | $mb$              |       |       |       |       |       |       |       |
|             | du relevé         |       |       |       |       |       |       |       |
|             | $\beta_m^*$       | 4,2   | 3,3   | 6,2   | 6,6   | 6,9   | 5,1   | 2,8   |
| 1954        | $mb$              |       |       |       |       |       |       |       |
|             | Données           |       |       |       |       |       |       |       |
|             | $E_m - e_m$       | 2,32  | 3,18  | 4,38  | 5,47  | 3,92  | 2,67  | 1,32  |
|             | $mb$              |       |       |       |       |       |       |       |
|             | calculées         |       |       |       |       |       |       |       |
| 1955        | $\beta_{r,m}$     | 3,0   | 3,7   | 5,1   | 6,4   | 4,8   | 3,4   | 1,7   |
|             | $mb$              |       |       |       |       |       |       |       |
|             | du relevé         |       |       |       |       |       |       |       |
|             | $\beta_m^*$       | 3,1   | 3,8   | 5,2   | 6,3   | 4,8   | 3,2   | 1,6   |
|             | $mb$              |       |       |       |       |       |       |       |
| 1956        | Données           |       |       |       |       |       |       |       |
|             | $E_m - e_m$       | 3,48  | 3,16  | 4,57  | 7,14  | 5,37  | 3,67  | 2,14  |
|             | $mb$              |       |       |       |       |       |       |       |
|             | calculées         |       |       |       |       |       |       |       |
|             | $\beta_{r,m}$     | 4,5   | 3,7*  | 5,3   | 8,3   | 6,5   | 4,7   | 2,7   |
| 1957        | $mb$              |       |       |       |       |       |       |       |
|             | du relevé         |       |       |       |       |       |       |       |
|             | $\beta_m^*$       | 4,2   | 4,4*  | 5,4   | 8,1   | 6,3   | 4,4   | 2,6   |
|             | $mb$              |       |       |       |       |       |       |       |
|             | Données           |       |       |       |       |       |       |       |

Quantité de résultats diver-  
geants dans les mois particu-  
liers de la période 1950-1953

1 1 0 0 0 0 0

Dans le tabl. 3 on présente le calcul de  $\beta_{r,m}$  à l'aide de la formule (23), pour Gdansk dans la période 1950-1953 et la comparaison avec  $\beta^*_{r,m}$  calculé sur la base des observations à terme à l'aide de la formule

$$\beta^*_{r,m} = \frac{1}{n_1} \sum_{i=1}^{n_1} \beta_i^* \quad (24)$$

où

$$\beta_i^* = \frac{\beta_7 + \beta_{13} + \beta_{21}}{3}$$

Comparant les formules (20) et (21) nous avons

$$A_{m,2} \cdot \tau / \tau_d = A_{m,1} \quad (25)$$

Du tabl. 1 et 2 il est facile de vérifier que l'expression (25) est juste. Par exemple pour le mois d'avril nous avons

$$0,272 \cdot \frac{16}{24} = 0,181$$

La formule (25) peut être également vérifiée pour les autres mois.

Sur la base des valeurs  $A_{m,2}$  calculées à l'aide de la formule (18) pour les mois particuliers depuis avril jusqu'à octobre des années 1909-1913 on a établi que la valeur moyenne  $A_{m,2}$  pour le lac Grinnitz sera

$$A_{m,2} = 0,249$$

Cette justification est présentée dans le tabl. 5 de mon travail <sup>(5)</sup>. Etant donné que les valeurs moyennes mensuelles de la température d'air au-dessus du lac Grinnitz à Alt-Grinnitz où on effectua les mesures d'évaporation ne sont pas citées dans le travail de H. Bindemann, les valeurs moyennes mensuelles de la température d'air sont prises de la localité Angermünde, qui est éloignée en ligne aérienne de Grinnitz à 16 km; Angermünde se trouve aussi au-dessus du lac, donc les conditions climatiques des deux localités sont semblables.

La température moyenne d'air des températures mensuelles depuis juin à octobre des années 1909-1913 s'élève à

$$t_m = 13^{\circ},2 \text{ C}$$

ce qui résulte du tabl. 6 de mon travail <sup>(5)</sup>

Le coefficient de diffusion moléculaire de la vapeur d'eau dans l'air à pression 750 mm Hg correspond à la température d'air  $13,2^{\circ} \text{ C}$

$$D = 0,246$$

Le coefficient de diffusion moléculaire fut graphique élaboré sur la base des données de l'article de R. B. Montgomery <sup>(6)</sup>.

La pression moyenne sur le lac Grinnitz dans la période 1909-1913 était

$$p_s = 755,4 \text{ mm Hg}$$

Cette valeur a été obtenue comme moyenne des valeurs minima et maxima de pression dans la période 1909-1913.

Le coefficient de diffusion moléculaire pour la température d'air  $13,2^{\circ}$  avec pression atmosphérique 755,4 mm Hg a la valeur

$$D = 0,244$$



La température moyenne d'eau dans le réservoir de l'évaporomètre submergé dans l'eau du lac Grmnitz avait, dans la période des mesures 1909-1913, la valeur

$$15,7^{\circ} \text{ C}$$

Pour cette température la densité d'eau est

$$\rho = 0,998990 \quad [\text{g/cm}^3]$$

Donc le produit  $D \cdot \rho$  est

$$D \cdot \rho = 0,244 \cdot 0,998990 \approx 0,244$$

La dimension  $D \cdot \rho$  est  $\left[ \frac{\text{g}}{\text{cm sec}} \right]$ , c'est donc aussi la dimension  $A_{m,2}$ .

Nous avons donc une égalité approximative

$$A_{m,2} \approx D \cdot \rho \quad [\rho \approx 1] \quad (26)$$

Il faut remarquer que nous posons certaines restrictions au coefficient de diffusion de la vapeur d'eau dans l'air, notamment: nous acceptons le coefficient de diffusion de la vapeur d'eau dans l'air sur le territoire de la Pologne (excepté les montagnes) à pression 750 mm Hg.

TABLEAU 4

| $\begin{matrix} t_m \\ p_m \end{matrix}$ | $-10^{\circ}$ | $0^{\circ}$ | $10^{\circ}$ | $20^{\circ}$ |
|--|---------------|-------------|--------------|--------------|
| 770                                      | 0,206         | 0,220       | 0,235        | 0,250        |
| 760                                      | 0,208         | 0,223       | 0,238        | 0,254        |
| 750                                      | 0,211         | 0,226       | 0,241        | 0,257        |
| 740                                      | 0,214         | 0,229       | 0,244        | 0,260        |
| 730                                      | 0,217         | 0,232       | 0,248        | 0,264        |
| 720                                      | 0,220         | 0,235       | 0,251        | 0,268        |

Le tableau 4 démontre que la différence de la valeur des coefficients de diffusion de la vapeur d'eau à pression 760 et 750 pour les températures de  $-10^{\circ} \text{ C}$  à  $+20^{\circ}$  est  $-0,003$ .

Cette valeur se trouve dans les limites de l'erreur de la définition du coefficient de diffusion de la vapeur d'eau. Nous avons un résultat analogue pour la pression 740 et 750, avec signe plus. La pression dans la plupart de cas sur les stations météorologiques de la Pologne situées à une hauteur ne dépassant pas la hauteur de 200 m au-dessus du niveau de la mer, est comprise dans l'intervalle 740-760 mm Hg et en outre pour les stations situées à une hauteur plus grande les coefficients  $A_{m,0}$  et  $A_{m,1}$  de Grmnitz donnent de bons résultats pour le calcul de  $\beta_{r,m}$ ; il serait donc indiqué d'accepter pour tout le territoire de la Pologne (excepté les montagnes) le coefficient de diffusion de la vapeur d'eau à pression 750 mm Hg.

Tenant compte de l'expression (26) nous écrivons la formule (18) sous la forme

$$P \approx \frac{D \cdot 6,22}{p_m \cdot z} \cdot n_1 \cdot \tau \cdot \alpha_m \cdot \beta_{r,m} \quad (27)$$

pour la densité de l'eau  $\rho$  égale approximativement à l'unité.

Introduisant la grandeur  $\varepsilon$  exprimée par la formule

$$\varepsilon = \frac{0,622 \cdot D}{p_m \cdot z} \quad (28)$$

nous écrivons la formule (27) comme suit

$$P_m \approx 10 \cdot \varepsilon \cdot n_1 \cdot \tau \cdot \alpha_m \cdot \beta_{r,m} \quad (29)$$

Introduisant ensuite la grandeur B exprimée par la formule

$$B = 10 \cdot \varepsilon \cdot n_1 \cdot \tau \quad (30)$$

la formule approximative pour la grandeur d'évaporation de la surface d'eau prend la forme

$$P_m \approx \alpha_m \cdot B \cdot \beta_{r,m} \quad (31)$$

Pour faciliter le calcul le facteur B peut être tabellée. De la formule (28) pour  $z = 200$  cm nous avons

$$10 \cdot \varepsilon = 0,0311 \cdot D/p_m \quad (32)$$

Si la valeur moyenne mensuelle du déficit d'humidité de l'air  $\beta_{r,m}$  est donnée en mm Hg alors, substituant au coefficient de diffusion de la vapeur d'eau dans l'air ses valeurs à température de  $-10^\circ$  à  $20^\circ$  à 750 mm Hg et à  $p_m$  les valeurs de pression de 770 mm Hg, nous obtenons une série de valeurs  $10\varepsilon$  qui sont présentées dans le tableau 5.

TABLEAU 5

| $t_m^\circ \text{ C}$<br>$P_m$<br>mm Hg | $-10^\circ$          | $0^\circ$            | $10^\circ$            | $20^\circ$            |
|---|----------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 770                                     | 852.10 <sup>-8</sup> | 913.10 <sup>-8</sup> | 973.10 <sup>-8</sup>  | 1038.10 <sup>-8</sup> |
| 760                                     | 863.10 <sup>-8</sup> | 925.10 <sup>-8</sup> | 986.10 <sup>-8</sup>  | 1052.10 <sup>-8</sup> |
| 750                                     | 875.10 <sup>-8</sup> | 937.10 <sup>-8</sup> | 999.10 <sup>-8</sup>  | 1066.10 <sup>-8</sup> |
| 740                                     | 887.10 <sup>-8</sup> | 950.10 <sup>-8</sup> | 1013.10 <sup>-8</sup> | 1080.10 <sup>-8</sup> |
| 730                                     | 899.10 <sup>-8</sup> | 963.10 <sup>-8</sup> | 1027.10 <sup>-8</sup> | 1095.10 <sup>-8</sup> |
| 720                                     | 911.10 <sup>-8</sup> | 976.10 <sup>-8</sup> | 1041.10 <sup>-8</sup> | 1110.10 <sup>-8</sup> |

Prenant en considération les limites des températures moyennes mensuelles qui peuvent avoir lieu en Pologne pendant les mois d'avril à octobre, nous calculons le facteur B à l'aide de la formule (30). Du tableau 1 pour Potsdam nous obtenons les valeurs  $n_1 \cdot \tau$  exprimées en secondes. Les valeurs B sont présentées dans le tableau 6.

TABLEAU 6

| Mois                       | IV    |       |       |       | V et VII |       |       | VI    |       |       |
|----------------------------|-------|-------|-------|-------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $t_m$ °C<br>$P_m$<br>mm Hg | —10°  | 0°    | 10°   | 20°   | 0°       | 10°   | 20°   | 0°    | 10°   | 20°   |
| 770                        | 14,72 | 15,78 | 16,81 | 17,94 | 17,32    | 18,46 | 19,69 | 17,75 | 18,92 | 20,18 |
| 760                        | 14,91 | 15,98 | 17,04 | 18,18 | 17,55    | 18,71 | 19,96 | 17,98 | 19,17 | 20,45 |
| 750                        | 15,12 | 16,19 | 17,26 | 18,42 | 17,78    | 18,95 | 20,22 | 18,22 | 19,42 | 20,72 |
| 740                        | 15,33 | 16,42 | 17,50 | 18,66 | 18,02    | 19,22 | 20,49 | 18,47 | 19,69 | 20,99 |
| 730                        | 15,53 | 16,64 | 17,75 | 18,92 | 18,27    | 19,47 | 20,77 | 18,72 | 19,96 | 21,29 |
| 720                        | 15,74 | 16,87 | 17,99 | 19,18 | 18,52    | 19,75 | 21,06 | 18,97 | 20,24 | 21,58 |

(suite)

| Mois                       | VIII  |       | IX    |       |       | X     |       |       |
|----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $t_m$ °C<br>$P_m$<br>mm Hg | 10°   | 20°   | 0°    | 10°   | 20°   | 0°    | 10°   | 20°   |
| 770                        | 17,37 | 18,53 | 14,79 | 15,76 | 16,82 | 13,25 | 14,12 | 15,06 |
| 760                        | 17,61 | 18,78 | 14,99 | 15,97 | 17,04 | 13,42 | 14,30 | 15,26 |
| 750                        | 17,84 | 19,03 | 15,18 | 16,18 | 17,27 | 13,59 | 14,49 | 15,46 |
| 740                        | 18,09 | 19,28 | 15,39 | 16,41 | 17,50 | 13,78 | 14,70 | 15,67 |
| 730                        | 18,34 | 19,55 | 15,60 | 16,64 | 17,74 | 13,97 | 14,90 | 15,87 |
| 720                        | 18,59 | 19,82 | 15,81 | 16,86 | 17,98 | 14,16 | 15,10 | 16,10 |

Si  $\beta_{v,m}$  dans la formule (31) est donné en  $mb$ , il faut préparer une table pour la lecture de  $B$  pour différentes valeurs des températures et des pressions  $p_m$  données en millibares.

En premier lieu nous calculons  $10\epsilon$ . Le calcul est présenté dans le tableau 7.

TABLEAU 7

| $t_m$ °C<br>$p_m$<br>mb | —10°                 | 0°                   | 10°                  | 20°                  |
|-------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| 1040                    | 631.10 <sup>—8</sup> | 676.10 <sup>—8</sup> | 721.10 <sup>—8</sup> | 768.10 <sup>—8</sup> |
| 1030                    | 637.10 <sup>—8</sup> | 682.10 <sup>—8</sup> | 728.10 <sup>—8</sup> | 776.10 <sup>—8</sup> |
| 1020                    | 643.10 <sup>—8</sup> | 689.10 <sup>—8</sup> | 735.10 <sup>—8</sup> | 784.10 <sup>—8</sup> |
| 1010                    | 650.10 <sup>—8</sup> | 696.10 <sup>—8</sup> | 742.10 <sup>—8</sup> | 791.10 <sup>—8</sup> |
| 1000                    | 656.10 <sup>—8</sup> | 703.10 <sup>—8</sup> | 750.10 <sup>—8</sup> | 800.10 <sup>—8</sup> |
| 990                     | 663.10 <sup>—8</sup> | 710.10 <sup>—8</sup> | 757.10 <sup>—8</sup> | 807.10 <sup>—8</sup> |
| 980                     | 670.10 <sup>—8</sup> | 717.10 <sup>—8</sup> | 765.10 <sup>—8</sup> | 816.10 <sup>—8</sup> |
| 970                     | 676.10 <sup>—8</sup> | 726.10 <sup>—8</sup> | 773.10 <sup>—8</sup> | 824.10 <sup>—8</sup> |
| 960                     | 684.10 <sup>—8</sup> | 732.10 <sup>—8</sup> | 781.10 <sup>—8</sup> | 833.10 <sup>—8</sup> |

Le calcul de B peut être aussi fait à l'aide de la formule (30). Les valeurs B sont présentées dans le tableau 8.

TABLEAU 8

| Mois                      | IV    |       |       |       | V et VII |       |       | VI    |       |       |
|---------------------------|-------|-------|-------|-------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $t_m$ °C<br>$P_m$<br>$mb$ | —10   | 0°    | 10°   | 20°   | 0°       | 10°   | 20°   | 0°    | 10°   | 20°   |
| 1040                      | 10,90 | 11,68 | 12,46 | 13,27 | 12,82    | 13,68 | 14,57 | 13,14 | 14,02 | 14,93 |
| 1030                      | 11,01 | 11,78 | 12,58 | 13,41 | 12,94    | 13,81 | 14,72 | 13,26 | 14,15 | 15,08 |
| 1020                      | 11,11 | 11,91 | 12,70 | 13,55 | 13,07    | 13,94 | 14,87 | 13,39 | 14,29 | 15,24 |
| 1010                      | 11,23 | 12,03 | 12,82 | 13,67 | 13,20    | 14,08 | 15,01 | 13,53 | 14,42 | 15,38 |
| 1000                      | 11,34 | 12,15 | 12,96 | 13,82 | 13,34    | 14,23 | 15,18 | 13,67 | 14,58 | 15,55 |
| 990                       | 11,46 | 12,27 | 13,08 | 13,94 | 13,47    | 14,36 | 15,31 | 13,80 | 14,72 | 15,69 |
| 980                       | 11,58 | 12,39 | 13,22 | 14,10 | 13,60    | 14,51 | 15,48 | 13,94 | 14,87 | 15,86 |
| 970                       | 11,68 | 12,55 | 13,36 | 14,24 | 13,77    | 14,66 | 15,63 | 14,11 | 15,03 | 16,02 |
| 960                       | 11,82 | 12,65 | 13,50 | 14,39 | 11,89    | 14,82 | 15,80 | 14,23 | 15,18 | 16,19 |

(suite)

| Mois                      | VIII  |       | IX    |       |       | X     |       |       |
|---------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| $t_m$ °C<br>$P_m$<br>$mb$ | 10°   | 20°   | 0°    | 10°   | 20°   | 0°    | 10°   | 20°   |
| 1040                      | 12,87 | 13,71 | 10,95 | 11,68 | 12,44 | 9,81  | 10,46 | 11,14 |
| 1030                      | 13,00 | 13,86 | 11,05 | 11,79 | 12,57 | 9,89  | 10,56 | 11,26 |
| 1020                      | 13,12 | 14,00 | 11,16 | 11,91 | 12,70 | 10,00 | 10,66 | 11,37 |
| 1010                      | 13,25 | 14,12 | 11,28 | 12,02 | 12,81 | 10,10 | 10,76 | 11,48 |
| 1000                      | 13,39 | 14,28 | 11,39 | 12,15 | 12,96 | 10,20 | 10,88 | 11,61 |
| 990                       | 13,52 | 14,41 | 11,50 | 12,26 | 13,07 | 10,30 | 10,98 | 11,71 |
| 980                       | 13,66 | 14,57 | 11,62 | 12,39 | 13,22 | 10,40 | 11,10 | 11,84 |
| 970                       | 13,80 | 14,71 | 11,76 | 12,52 | 13,35 | 10,53 | 11,21 | 11,95 |
| 960                       | 13,95 | 14,87 | 11,86 | 12,65 | 13,49 | 10,62 | 11,33 | 12,08 |

Pour faciliter le calcul du facteur B on prépara des graphiques pour les mois particuliers. Pour orientation nous annexons un graphique pour le mois de juin. (voir Fig. 1)

Calculant dans les formules le facteur

$$\frac{6,22 \cdot \tau_d}{p_m \cdot z} \quad (33)$$

pour  $z = 200$  cm et pour  $p_m = 751,3$  et  $p_m = 759,5$  (751,3 pression minima et

759,5 pression maximum sur le lac Grimnitz dans la période 1909-1913) nous avons

$$\frac{6,22 \cdot 86400}{751,3 \cdot 200} \approx 3,58$$

$$\frac{6,22 \cdot 86400}{759,5 \cdot 200} \approx 3,54$$

La valeur moyenne du facteur (33) est

$$\frac{6,22 \cdot \tau_d}{p_m \cdot z} \approx 3,56 \quad (34)$$

Si  $p_m$  est donné en *mb*, la valeur moyenne du facteur est

$$\frac{6,22 \cdot \tau_d}{p_m \cdot z} \approx 2,66 \quad (35)$$

Substituant pour chaque mois depuis avril à octobre dans les formules (19) et (20) les valeurs (34) et (35) ainsi que les valeurs  $A_{m,0}$  et  $A_{m,1}$  du tableau 2, nous avons deux genres de formules simplifiées qui sont présentées dans le tabl. 9 et 10.

TABLEAU 9

| Mois | Formules                               |                                     |
|------|--|-------------------------------------|
|      | pour $(E_{\omega,m} - e_m)$ en [mm Hg] | pour $(E_{\omega,m} - e_m)$ en [mb] |
| IV   | $P_m = 25,0 (E_{\omega,m} - e_m)$      | $P_m = 18,7 (E_{\omega,m} - e_m)$   |
| V    | $P_m = 24,0 (E_{\omega,m} - e_m)$      | $P_m = 18,0 (E_{\omega,m} - e_m)$   |
| VI   | $P_m = 25,2 (E_{\omega,m} - e_m)$      | $P_m = 18,8 (E_{\omega,m} - e_m)$   |
| VII  | $P_m = 24,6 (E_{\omega,m} - e_m)$      | $P_m = 18,4 (E_{\omega,m} - e_m)$   |
| VIII | $P_m = 21,8 (E_{\omega,m} - e_m)$      | $P_m = 16,3 (E_{\omega,m} - e_m)$   |
| IX   | $P_m = 17,8 (E_{\omega,m} - e_m)$      | $P_m = 13,3 (E_{\omega,m} - e_m)$   |
| X    | $P_m = 17,8 (E_{\omega,m} - e_m)$      | $P_m = 13,3 (E_{\omega,m} - e_m)$   |

TABLEAU 10

| Mois | Formules                                      |   |
|------|---|---|
|      | pour $\beta_{r,m}$ en (mm Hg)                 | pour $\beta_{r,m}$ en (mb)                    |
| IV   | $P_m = 19,3 \cdot \alpha_m \cdot \beta_{r,m}$ | $P_m = 14,4 \cdot \alpha_m \cdot \beta_{r,m}$ |
| V    | $P_m = 20,4 \cdot \alpha_m \cdot \beta_{r,m}$ | $P_m = 15,2 \cdot \alpha_m \cdot \beta_{r,m}$ |
| VI   | $P_m = 21,6 \cdot \alpha_m \cdot \beta_{r,m}$ | $P_m = 16,1 \cdot \alpha_m \cdot \beta_{r,m}$ |
| VII  | $P_m = 21,1 \cdot \alpha_m \cdot \beta_{r,m}$ | $P_m = 15,7 \cdot \alpha_m \cdot \beta_{r,m}$ |
| VIII | $P_m = 18,0 \cdot \alpha_m \cdot \beta_{r,m}$ | $P_m = 13,4 \cdot \alpha_m \cdot \beta_{r,m}$ |
| IX   | $P_m = 14,0 \cdot \alpha_m \cdot \beta_{r,m}$ | $P_m = 10,4 \cdot \alpha_m \cdot \beta_{r,m}$ |
| X    | $P_m = 14,1 \cdot \alpha_m \cdot \beta_{r,m}$ | $P_m = 10,6 \cdot \alpha_m \cdot \beta_{r,m}$ |



Nous discuterons maintenant l'influence du diamètre de l'évaporomètre sur la quantité d'eau évaporée.

Sur le lac Grimnitz on installa au milieu d'un radeau ancré à 900 m de la côte dans la localité Alt-Grimnitz un évaporomètre submergé dans l'eau du lac. L'évaporomètre type Bindemann avait un diamètre 506 mm, donc la surface vaporisante = 0,2 m<sup>2</sup>

Dans mon travail (4) l'évaporation de la surface d'eau du lac Grimnitz fut calculée à l'aide de la formule (31). Les valeurs de cette évaporation sont désignées par le symbole P<sub>4</sub>; dans le même travail on présente les valeurs d'évaporation de l'évaporomètre submergé au milieu d'un radeau dans l'eau du lac Grimnitz, elles sont désignées par le symbole P<sub>pom</sub>.

On a constaté que dans la période 1910-1913 pour les mois depuis avril à octobre le coefficient de réduction  $\gamma$  est

$$\gamma = \frac{P_4}{P_{pom}} = 0,82$$

Cette question est minutieusement élaborée dans mon travail (5). Nous discuterons maintenant quelle est la relation entre la théorie exposée et les résultats des mesures d'évaporation effectuées à l'aide des évaporomètres type Bindemann (submergé) et Kadel (continental) sur le lac Czarne dans la période 1929-1934. Les résultats obtenus des mesures et du calcul sont présentés dans les relevés des tableaux.

TABLEAU 11  
*Lac Czarne, période 1929-1934*

| Mois                                 | V     | VI    | VII   | VIII  | IX   | X    | Somme |
|--------------------------------------|-------|-------|-------|-------|------|------|-------|
| évaporation calculée                 | 142,1 | 163,0 | 175,8 | 125,3 | 78,1 | 30,8 | 715,2 |
| évapor. mesurée (Bindemann submergé) | 141,4 | 170,2 | 174,5 | 128,1 | 70,1 | 33,1 | 717,4 |

TABLEAU 12  
*Lac Czarne, période 1929-1934*

| Mois                               | V     | VI    | VII   | VIII  | IX   | X    | Somme |
|------------------------------------|-------|-------|-------|-------|------|------|-------|
| évaporation calculée               | 148,1 | 155,7 | 160,7 | 125,3 | 89,1 | 34,4 | 713,3 |
| évapor. mesurée Kadel (continent). | 149,8 | 154,4 | 161,5 | 133,5 | 80,8 | 39,1 | 719,1 |

Cette question a été discutée avec précision dans mon travail (3).

En ce qui concerne la distribution de la grandeur de l'évaporation suivant la situation géographique — les grandeurs mensuelles d'évaporation en Pologne sont très différenciées, ce qui résulte de la comparaison des valeurs d'évaporation à Wrocław sur l'Odra et Gdynia sur la mer Baltique dans les années 1947 et 1948, en outre elles subissent des grands changements d'année en année. Dans telles localités nous faisons le calcul à l'aide de la formule (31).

TABLEAU 13  
Année 1947

| Mois                       | IV   | V     | VI    | VII   | VIII  | IX   | X    | Somme |
|----------------------------|------|-------|-------|-------|-------|------|------|-------|
| Wroclaw sur l'Odra         | 63,8 | 125,4 | 163,2 | 183,3 | 144,9 | 82,9 | —    | 762,7 |
| Gdynia sur la mer Baltique | 9,0  | 64,6  | 76,0  | 76,6  | 109,5 | 61,4 | 53,6 | 450,7 |

TABLEAU 14  
Année 1948

| Mois                       | IV   | V     | VI    | VII   | VIII  | IX    | X    | Somme |
|----------------------------|------|-------|-------|-------|-------|-------|------|-------|
| Wroclaw sur l'Odra         | 98,7 | 149,9 | 159,1 | 159,0 | 176,7 | 138,3 | 68,6 | 950,3 |
| Gdynia sur la mer Baltique | 30,8 | 30,8  | 83,2  | 104,0 | 104,9 | 73,9  | 55,5 | 483,1 |

S'il s'agit de l'évaporation de la surface libre d'eau dans les mois de janvier, février, mars, novembre et décembre — cette question n'est pas solue définitivement vu le manque de matériels de mesure.

*Liste de mes travaux concernant l'évaporation de la surface libre d'eau en Pologne et des auteurs mentionnés*

- (1) DEMIANCZUK P. P. — Faculté potentielle de l'évaporation dans l'intervalle de l'influence du Soleil. Partie I. *Bulletin du Service Hydrologique et Météorologique*. Tome III, Fasc. 4, 1954.
- (2) DEMIANCZUK P. P. — Faculté potentielle de l'évaporation dans l'intervalle de l'influence du Soleil. Partie II. *Bulletin du Service Hydrologique et Météorologique*. Tome III, Fasc. 5, 1955.
- (3) DEMIANCZUK P. P. — Faculté potentielle de l'évaporation dans l'intervalle de l'influence du Soleil. Partie III. *Bulletin du Service Hydrologique et Météorologique*, Tome V, Fasc. 4, 1957.
- (4) DEMIANCZUK P. P. — Vérification de l'application de la formule  $P = \alpha \cdot B \cdot \beta_1$  pour le calcul de la quantité mensuelle d'eau de la quantité mensuelle d'eau en mm évaporisée de la surface d'eau à la base des matériaux de mesurages des lacs Grmnitz et Werbellin. *Bulletin du Service Hydrologique et Météorologique*. Tome V, Fasc. 1, 1955.
- (5) DEMIANCZUK P. P. — Evaporation de la surface libre de l'eau. *Acta Geophysica Polonica*. Vol. IV, No. 3, 1956.
- (6) MONTGOMERY R. B. — Viscosity and thermal conductivity of air and diffusivity of water vapor in air. *The journal of meteorology*. Number 6. December 1947.
- (7) *Bulletin du Service Hydrographique*. Fascicule 5, 1938. Rapports présentés par l'Institut Hydrographique à la VI-me Conférence Hydrologique Baltique Lubeck-Berlin, août 1938.
- (8) *Bulletin du Service Hydrographique*. Tome II. Fasc. 1. Rapports présentés par l'Institut Hydrographique de Pologne à l'Assemblée Générale de l'Association Internationale d'Hydrologie Scientifique à Washington (septembre 1939).

# A NEW CONCEPT OF THE MEASUREMENT OF EVAPORATION FOR CLIMATIC PURPOSES

ROBERTSON GEO. W. (1) & HOLMES R. M. (2)

(1) Meteorologist, *Department of Transport, seconded to the Division of Field Husbandry, Soils and Agricultural Engineering;*

(2) Agronomist, *Field Husbandry, Soils and Agricultural Engineering Division, Canada Department of Agriculture.*

## ABSTRACT

The black Bellani plate atmometer is a simple device which can be used to measure the drying ability of the air or «latent evaporation». The instrument is small and inexpensive and overcomes most of the undesirable features of other atmometers. Because it is small, it is easily exposed to meteorological elements. Since the evaporating surface is black, it responds readily to solar radiation as well as other meteorological factors affecting evaporation.

Latent evaporation expressed as cubic centimeters of water lost from the atmometer can be considered as an index of the drying ability of the air. This index affords a means of making relative comparisons of the drying ability of the air from one day to another or from one site to another. Latent evaporation can be related to evaporation from pans, reservoirs, transpiration from crops, etc. The establishment of such relationships will increase the usefulness of latent evaporation data. Presently measurements are being made at more than 40 Agricultural Experimental Stations in Canada.

Hydrologists, meteorologists, botanists and others interested in the problem of evaporation have, over the years, developed numerous instruments and formulae for determining evaporation. The object of these measurements was to obtain a quantitative estimate of the amount of evaporation per se from a specific surface. It is recognized that the evaporation process depends upon certain meteorological factors as well as the availability of the water at the evaporating surface. This latter factor in turn depends upon the rate at which water can be transported to the evaporating surface. The evaporation rate may become less dependent on meteorological factors when moisture stresses below the evaporating surface are large. It, therefore, has been difficult to develop a simple indirect method of measuring actual evaporation from a given surface. It would be desirable, nevertheless, to have a simple instrument with negligible internal moisture stress which would characterize the drying ability of the meteorological environment. Measurements from such an instrument would provide a means of comparing the «dryness» of various sites from day to day or season to season. Such an instrument should have maximum response to those factors which affect evaporation: solar and sky radiation, atmospheric humidity, air temperature and wind. Evaporation from such an instrument should give a good indication of the integrated influence of these four factors on evaporation from moist soil, small reservoirs, ponds, canals and on transpiration from plants. It would be related to potential evapotranspiration and therefore could be used in soil moisture budget calculations. This has previously been demonstrated <sup>(1)</sup>.

This concept of measuring the drying ability of the meteorological environment was conceived, in part, by Livingston as early as 1915 <sup>(2)</sup> <sup>(3)</sup>. At that time he suggested the use of a white porous clay cup for measuring what he termed «the evaporating

power of the air» which included the effect of wind, temperature and vapour pressure on the evaporation process. Radiation influences although recognized were not included in his definition.

It is now recognized that solar radiation plays an extremely important role in the evaporation and transpiration process. It is, therefore, logical that an atmometer designed for measuring the drying ability of the meteorological environment should respond to variations in this factor as well. The wet surface of such an atmometer, therefore, should be black in color and exposed to full sunlight. The atmometer surface furthermore should be flat and horizontal so that incident radiation would be absorbed according to the Lambert cosine law. A flat, horizontal surface would also be more representative of extensive fields, soil and water surfaces than a spherical or cylindrical instrument.

If such a plane, horizontal black surface was kept continually moist, then evaporation from it would be a function of surface size, height above ground, and the magnitude of meteorological factors to which it was exposed. By standardizing the size of the evaporating surface and the height of exposure above ground, it would be possible to achieve standardized measurements of what we propose to call latent evaporation <sup>(4)</sup> i.e. the latent ability of the meteorological environment to evaporate water from a standard surface.

The literature on atmometry contains a description of an instrument which satisfies the demands of the concept for the measurement of latent evaporation. This instrument, the Bellani plate atmometer, was first invented by Bellani in 1820 and later improved by Livingston in 1915 <sup>(5)</sup>. It consists of a thin porous blackened

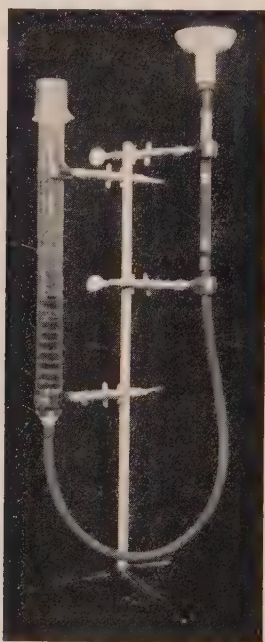


Fig. 1 — Black Bellani plate atmometer assembly.

ceramic disc about 7.5 cms. in diameter fused to the large end of a glazed ceramic funnel. Water is conducted through the lower open end of the funnel from a burette which acts as reservoir and measuring device. A mercury and fritted glass valve in the conducting tube from the reservoir to the funnel prevents water from backing up into the reservoir when rain falls on the porous plate. The atmometer is mounted with the flat black plate in a horizontal position at an elevation of 4 ft. (See figure 1). Evaporation in cubic centimeters from the black Bellani plate atmometer, is termed latent evaporation.

The advantages of the black Bellani plate atmometer for measuring latent evaporation are many:

1. The instrument is simple and easy to install, operate and maintain.
2. It is small and easily transported.
3. The component parts are inexpensive and commercially available.
4. There is no open water surfaces that can be disturbed by birds or animals.
5. There is no rim around the evaporating surface to affect wind flow across the plate.
6. The instrument is mounted high enough to be above the influence of small changes in the height of grass or weeds.
7. The evaporating surface cannot be deformed by wind as in the case of the water surface of open pans.
8. Mounting the instrument at 4 ft. above ground appears to substantially reduce the influence of variations in the evapotranspiration from underlying grass and soil.
9. The evaporating surface is flat and black and, when mounted horizontally, absorbs solar radiation according to the Lambert cosine law.

The main difficulty with the instrument is its susceptibility to frost damage. A new design which is being developed at the Central Experimental Farm in Ottawa shows promise of overcoming this difficulty.

Tests conducted in Ottawa during the summer of 1953 indicated (6) that the black Bellani plate was more responsive to day by day variations in the meteorological environment than were other atmometers in common use in Canada (7). This is shown in Table 1 and Table 2 where daily evaporation is correlated with daily meteorological factors.

TABLE 1  
*Relative Response of Various Evaporimeters to Variations in Daily Meteorological Factors as Revealed by Linear Correlation Co-efficients. Data from Observations Taking during period May 1 to September 30.*

| Meteorological<br>Factor       | Evaporimeter           |                    |                   |
|--------------------------------|------------------------|--------------------|-------------------|
|                                | Black Bellani<br>Plate | Summerland<br>Tank | Four-foot<br>Tank |
| Mean daily temperature         | 0.46                   | 0.42               | 0.30              |
| Average wind speed             | 0.27                   | —0.01              | 0.23              |
| Total solar energy             | 0.77                   | 0.60               | 0.60              |
| Average vapor pressure deficit | 0.72                   | 0.70               | 0.46              |

Significance (N = 153 cases):  
5% level  $r = 0.16$ , 1% level  $r = 0.21$



TABLE 2

*Relative Response of Two other Evaporimeters to Variations in Daily Meteorological factors as Revealed by Linear Correlation Co-efficients. Data from Observations taking during September only*

| Meteorological<br>Factor       | Evaporimeter           |                        |       |
|--------------------------------|------------------------|------------------------|-------|
|                                | Black Bellani<br>Plate | White Bellani<br>Plate | Piché |
| Mean daily temperature         | 0.62                   | 0.51                   | 0.50  |
| Average wind speed             | 0.23                   | 0.06                   | 0.18  |
| Total solar energy             | 0.73                   | 0.70                   | 0.62  |
| Average vapor pressure deficit | 0.81                   | 0.75                   | 0.49  |

Significance (N = 30)

5% level  $r = 0.36$

1% level  $r = 0.46$

Evaporation from different atmometers was correlated with evaporation calculated by means of Penman's equation (<sup>8</sup>). This equation makes use of air temperature, vapor pressure, sunshine and wind data. Correlation coefficients using daily values during September 1953 are shown in Table 3. The highly significant correlation ( $r = 0.90$ ) indicates that the black Bellani plate atmometer, not only is a satisfactory integrator of the meteorological factors effecting evaporation, but also is superior to the others tested. A further comparison was made between evaporation as calculated by Penman's equation and latent evaporation using data for both June and September 1953. The slope of the regression equation was found to be 0.00345 inches of calculated evaporation for each cubic centimeter of latent evaporation. The correlation for 60 cases was 0.90.

TABLE 3

*Correlation of Daily Evaporation from Various Evaporimeters with Calculated Daily Evaporation for September only, using Penman's Equation.*

| Evaporimeter        | Correlation Co-efficient |
|---------------------|--------------------------|
| Black Bellani Plate | 0.90                     |
| White Bellani Plate | 0.82                     |
| Summerland Tank     | 0.76                     |
| Piché               | 0.72                     |
| Four-foot Tank      | 0.48                     |

Significance N = 30

5% level  $r = 0.36$

1% level  $r = 0.46$

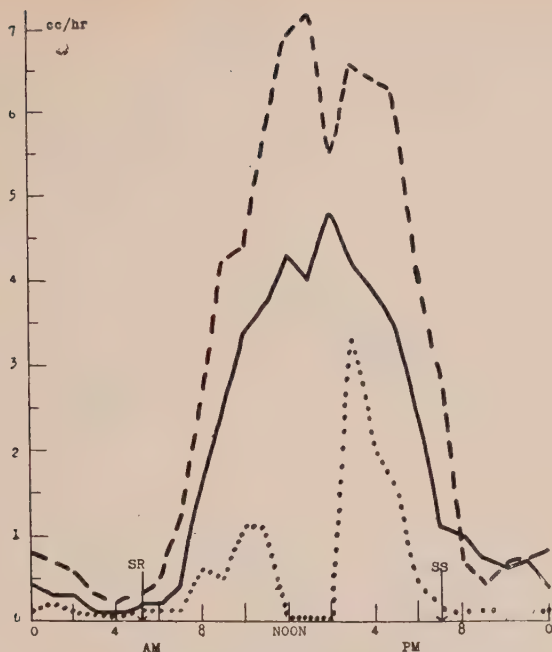


Fig. 2 — Diurnal variations of latent evaporation on three types of evaporation days:  
 ----- clear day  
 ..... cloudy day with rain shortly after noon  
 ————— average for 37 days.

In 1954 a black Bellani plate atmometer was set up with a small burette from which hourly evaporation amounts were read. The diurnal variation of L.E. for three different conditions are shown in Figure 2. It is noted that latent evaporation reaches a maximum in the day time, shortly after noon and is nearly zero from shortly after sunset to after sunrise. The course of evaporation followed the diurnal variations in wind speed, air temperature, atmospheric humidity and solar energy. This diurnal fluctuation is also similar to the diurnal transpiration cycle of plants.

Evaporation from an open water pan, 4 ft. in diameter and buried 2 ft. in the ground, has been measured at a number of Canadian Experimental Farms for many years (<sup>7</sup>). In 1955-56 black Bellani plate atmometers were installed at several stations where evaporation from open pans was being measured. Comparisons of monthly totals of latent evaporation and pan evaporation at several sites across Canada are shown in Figure 3. Pan evaporation in inches (Y) is related to latent evaporation in cubic centimeters by the expression

$$Y = 0.03 + 0.0032 X$$

The correlation,  $r = 0.93$  for 69 cases, is highly significant at the one per cent level. The  $Y =$  intercept of 0.03 inches is not significant.

Potential evapotranspiration and latent evaporation were compared at Kapuskasing during the summer of 1955 and 1956. Potential evapotranspiration was measured by means of a Thornthwaite evapotranspirimeter (<sup>9</sup>). The Bellani apparatus had defective valves in 1955 and consequently absorbed water during rainy spells. The results in Table 4 for 1955, therefore, include only rainless days. The ratio

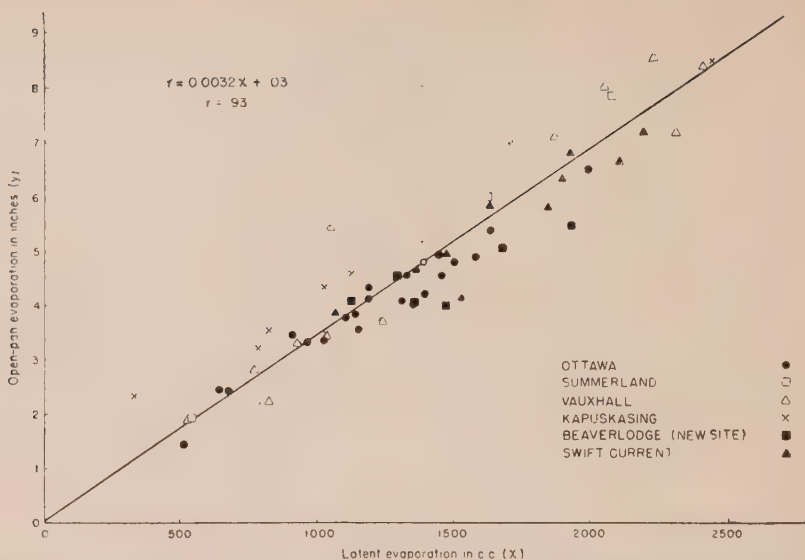


Fig. 3 — Relationship between monthly open pan evaporation and monthly latent evaporation at several locations in Canada.

obtained from this comparison averaged 0.0036 inches of P.E. per c.c. of L.E. This ratio was fairly consistent from month to month. The smaller ratio for September 1955 may be caused by the evapotranspirimeter absorbing dew which was not taken into account in determining the P.E. values. This average ratio of 0.0036 ins/c.c. may be somewhat large because of excessive evapotranspiration resulting from the limited size of the irrigated area around the evapotranspirimeters. The true ratio of P.E./L.E. probably lies somewhere between this value of 0.0036 ins/c.c. and 0.0032 ins/c.c. found by comparing pan evaporation with latent evaporation.

TABLE 4

*Ratio between Measured Potential Evapotranspiration and Latent Evaporation at Kapuskasing, Ontario.*

| Month                   | Ratio (Ins/c.c.) |        |
|-------------------------|------------------|--------|
|                         | 1955*            | 1956   |
| June                    | 0.0036 (18 days) |        |
| July                    | 0.0034 (17 days) | 0.0035 |
| August                  | 0.0038 (18 days) | 0.0037 |
| September               | 0.0030 ( 8 days) |        |
| Weighted average 0.0036 |                  |        |

\*Rainless days only.

Latent evaporation has been used for calculating the soil moisture budget for scheduling Pasture irrigation. Controlled experiments for this purpose were conducted at Experimental Farms at L'Assomption, Quebec, at Ottawa, Ontario and at Saanichton, B. C. The scheduling of water in these experiments was done by two means: (1) electrical resistance soil moisture units were used on one set of plots, (2) the soil moisture budget was calculated from daily latent evaporation data on the second set of plots. The soil moisture deficit was not allowed to fall below  $1\frac{1}{2}$  inches in either set of plots. At the end of the season at all three sites, both methods of scheduling irrigation called for the same amount of supplemental water. At Ottawa in 1955 the plots received 15 inches of irrigation plus 10.9 inches of rainfall from May to September. At L'Assomption in 1956 they received 4 inches of irrigation and 9.6 inches of rain during June, July and August. At Saanichton in 1956, 9 inches of irrigation and 5.3 inches of rain were received from May 7 to September 5.

In calculating the soil moisture budget for these experiments a conversion factor of 0.0034 inches of potential evapotranspiration per cubic centimeter of latent evaporation was used. This figure is comparable to that mentioned previously for the ratio between Penman's calculated evaporation and latent evaporation. These results indicate that the ratio of P.E./L.E. is fairly constant regardless of location or moisture regime.

A study of the variation of latent evaporation throughout Canada was undertaken in 1956 at approximately 40 Experimental Farms and Illustration Stations in Canada. Some indication of the monthly, seasonal and interstation variation of latent evaporation can be obtained from data in Table 5.

TABLE 5  
*Monthly Latent Evaporation (c.c.)*

| Station              | Year | June | July | August | September |
|----------------------|------|------|------|--------|-----------|
| Normandin, Quebec    | 1954 | 1020 | 917  | 922    | 448       |
|                      | 1955 | 1100 | 930  | 836    | 642       |
|                      | 1956 | 1980 | 1526 | 1641   | 963       |
| Ottawa, Ontario      | 1954 | 960  | 1326 | 1197   | 642       |
|                      | 1955 | 1451 | 1999 | 1440   | 1142      |
|                      | 1956 | 1319 | 1172 | 1107   | 676       |
| Swift Current, Sask. | 1954 | 1509 | 1986 | 1039   | —         |
|                      | 1955 | 1806 | 1382 | 2177   | —         |
|                      | 1956 | 2072 | 1617 | 1888   | —         |
| Vauxhall, Alberta    | 1954 | 1872 | 2202 | 1052   | 787       |
|                      | 1955 | 2059 | 1535 | 2307   | 528       |
|                      | 1956 | 2437 | 1711 | 1450   | 1237      |
| Fort Simpson, N.W.T. | 1954 | 1565 | 1329 | 867    | —         |
|                      | 1955 | 1439 | 1484 | 916    | —         |
|                      | 1956 | 1018 | 1329 | —      | —         |

#### SUMMARY

Latent evaporation has been defined as the drying ability of the meteorological environment including the effects of radiation, temperature, humidity and wind.

It was measured with a black Bellani plate atmometer fully exposed to sunshine and wind at 4 ft. above ground. Measurements are expressed in cubic centimeters of water loss from this atmometer. The instrument is simple and relatively inexpensive and, therefore, is very convenient for studying variations in the evaporation climate of large areas where numerous instruments are required.

A high correlation was found between monthly values of latent evaporation and evaporation from open pans and also between daily latent evaporation and evaporation calculated by means of Penman's equation. Potential evapotranspiration (inches) was found to be related to latent evaporation (cubic centimeters) by the ratio 0.0034. This relationship gave good results when used for irrigation scheduling at three widely separated areas in Canada.

#### BIBLIOGRAPHIE

- (<sup>1</sup>) HOLMES, R. M., ROBERTSON, Geo. W.: Conversion of Latent Evaporation to Potential Evapotranspiration; *Can. Jour. Plant Sci.* 38(2): 164-172; 1958
- (<sup>2</sup>) LIVINGSTON, B. E.: Atmometry and the Porous Cup Atmometer; *The Plant World*; 18: 21-30, 51-74, 95-111, 143-149; 1915.
- (<sup>3</sup>) LIVINGSTON, B. E.: Atmometers of Porous Porcelain and Paper, their use in Physiological Ecology; *Ecology* 16(3): 438-472; 1915.
- (<sup>4</sup>) ROBERTSON, Geo. W.: The Standardization of the Measurement of Evaporation as a Climatic Factor; W. M. O. Pub. No. 42, T. P. 16, Tec. Note No. 11; Geneva, 1955.
- (<sup>5</sup>) LIVINGSTON, B. E.: A Modification of the Bellani porous-plate Atmometer; *Science* 41: 872-874; 1915.
- (<sup>6</sup>) ROBERTSON, Geo. W.: Latent Evaporation; Its Concept, Measurement and Application; Division of Field Husbandry, Soils and Agricultural Engineering, Experimental Farms Service, Canada Department of Agriculture, Ottawa, 1954.
- (<sup>7</sup>) ROBERTSON, Geo. W.: Evaporation measurements at Branch Units of the Experimental Farms Service throughout Canada; Division of Field Husbandry, Soils and Agricultural Engineering, Experimental Farms Service, Ottawa, 1953.
- (<sup>8</sup>) PENMAN, N. L.: Natural Evaporation from open water, bare soil, and grass, *Proc. of the Roy. Soc.* 193 (1032): 120-145, London, 1948.
- (<sup>9</sup>) MATHER, J. R.: The Measurement of Potential Evapotranspiration; Publications in Climatology Vol. 7, No. 1; Laboratory of Climatology, the John's Hopkins University, Seabrook, New Jersey, 1954.



# ETUDES D'EVAPORATION DANS LES REGIONS SAHELO-SOUDANIENNES

M. ANDRE BOUCHARDEAU

*Maître de Recherche Hydrologue de l'Office de la Recherche Scientifique et  
Technique Outre-Mer*

## RÉSUMÉ

La Commission Scientifique du Logone et du Tchad et le Service hydrologique de l'O. R. S. T. O. M., conduisent depuis trois ans en A. O. F. et en A. E. F. des études systématiques de l'évaporation sur bac carré du type « Colorado ».

Nous exposons dans la présente étude les résultats obtenus. Puis nous essayons de lier l'évaporation aux constantes météorologiques couramment mesurées dans les stations sommaires : Les températures maxima et minima et la tension de la vapeur d'eau de l'atmosphère. Le lien est au départ, naturellement, la loi de Dalton.

Nous terminons par une confrontation de cette théorie avec les mesures effectuées sur le Lac Tchad.

## 1 — RESULTATS DES MESURES D'EVAPORATION SUR BAC

### a) *Equipement et mode opératoire*

Chaque station comprend :

- *un bac carré du type « colorado »* de dimensions standard et dans les conditions d'observations standard.
- *un ensemble classique pour les mesures météorologiques* Thermomètre maxi-mini, psychromètre, thermomètre enregistreur, évaporomètre Piche, pluviomètre du type association, pluviomètre enregistreur, anémomètre, girouette.

La station ne comprenait pas d'héliographe ce qui est une lacune regrettable. L'insolation n'est mesurée au TCHAD qu'à la station ONM de FORT-LAMY.

- *des bacs accessoires* permettent des expériences diverses. La station principale de LAI disposait :
- *d'un bac rond de 58 cm.* placé près du bac COLORADO et dans les mêmes conditions.
- *d'un bac Colorado flottant*, installé sur le LOGONE, à une dizaine de mètres de la berge.
- *de 4 bacs pourvus de végétation* avec nappe phréatique à différentes profondeurs.
- *de 3 bacs carrés* contenant du sable et de la terre sans végétation.

La station de MAROUA disposait également de 3 bacs avec végétation.

Les résultats obtenus sur ces bacs utilisés dans des conditions spéciales feront l'objet d'autres publications.

A BOL, sur le lac TCHAD, la station principale se trouve au sommet de la Dune. Depuis le début de l'année une deuxième station fonctionne régulièrement au milieu d'un flot de papyrus.

Les stations installées depuis 1954 n'ont pas donné tous les résultats escomptés, la difficulté principale a résulté du recrutement des lecteurs indigènes et de leur formation. Pour une vingtaine de bacs installés, moins de la moitié des observations sont utilisables.

Les conditions climatologiques générales varient peu d'une extrémité à l'autre de la bande soudano-sahélienne. Les résultats obtenus au TCHAD sont applicables



également en A.O.F. et au CAMEROUN. Pour bien le montrer, nous donnons les relevés de 4 stations parmi les plus caractéristiques :

- GAROUA au CAMEROUN (hauteur annuelle des précipitations 1.000 mm.), bac sur une colline loin du fleuve.
- KENIE en A.O.F. ( $H = 1.000$  mm.) station dans le lit majeur du NIGER.
- DOUNFING en A.O.F. ( $H = 1.100$  mm.) station en brousse soudanaise près d'un petit ruisseau toujours en eau.
- TIN ADJAR ( $H = 300$  mm.), comme sur le Lac TCHAD mais l'évaporation n'est ralentie par aucune masse d'eau superficielle ou non.

#### b) Conditions climatologiques

Les moyennes annuelles de la zone considérée, comme il est visible dans le tableau n° 1, ont les caractéristiques suivantes :

*Température de l'air* : Variation très faible interannuelle et inter station.

*Tension de vapeur partielle (f)* : Cette donnée essentielle dans l'étude de l'évaporation varie peu au cours d'une journée, <sup>(1)</sup> la quantité d'eau retenue dans un volume d'air donné étant elle-même peu variable.

<sup>(1)</sup> Nous avons abandonné le « degré hydrométrique » cette caractéristique ayant des variations trop grandes pour que leur moyenne soit significative.

TABLEAU N° 1  
Résultats caractéristiques Météorologiques : Moyennes Annuelles

| Stations    | Année | Air  |      |                        | Eau   |      |        | Loi de Dalton |        |        | Evaporation    |                |
|-------------|-------|------|------|------------------------|-------|------|--------|---------------|--------|--------|----------------|----------------|
|             |       | Tx   | Tn   | $\frac{1}{2}$<br>Tx+Tn | T. 18 | T. 7 | Tm     | F<br>moyen    | f      | F—f    | Total<br>année | Moy.<br>par J. |
| LAI         | 55    | 33.8 | 20.0 | 26.9                   | 29.0  | 25.3 | 27.1   | 36.5          | 20.0   | 16.5   | 2013           | 5.52           |
|             | 56    | 34.1 | 20.8 | 27.4                   | 29.1  | 25.3 | 27.2   | 36.5          | 18.0   | 18.5   | 2112           | 5.79           |
| DOUGUIA     | 54    | 35.3 | 19.9 | 27.6                   | 27.4  | 24.0 | 25.9   |               |        |        | 2400           |                |
|             | 55    | 34.5 | 19.5 | 26.9                   | 27.4  | 23.2 | 25.3   | 32.5          | 18.7   | 24.7   | 2370           | 6.5            |
|             | 56    | 34.4 | 19.6 | 26.8                   | 27.8  | 23.0 | 25.4   | 33.3          | 15.8   | 17.5   | 2920           | 8              |
| BOL         | 55    | 34.9 | 20.9 | 27.9                   |       | 24.6 |        |               | 18.5   |        |                |                |
| MAROUA      | 55    | 34.0 | 21.1 | 27.6                   |       | 26.9 | (27.6) | (36.0)        | 16.0   | (20)   | 2385           | 6.54           |
|             | 56    | 34.6 | 21.1 | 27.9                   |       | 24.8 | (27.9) | (37.0)        | (16.8) | (20)   | 1790           |                |
| BOGO        | 55    | 33.5 | 19.5 | 26.5                   |       |      |        |               | 20.1   |        |                |                |
|             | 56    | 34.5 | 21.0 | 27.7                   |       | 24.6 | (27.0) | (37.0)        | 20.1   | 17     | 2290           | 6.25           |
| SOULEDE     | 55    | 33.1 | 19.1 | 26.2                   |       |      |        |               |        |        |                |                |
|             | 56    |      |      |                        | 26.2  | 21.8 | 24.5   | 30.0          | 13.1   | (16.9) | 2770           | 7.6            |
| LAMY        | 54    | 35.7 | 20.3 | 28.0                   |       |      |        |               | 18.4   |        |                |                |
|             | 55    | 34.8 | 20.2 | 27.5                   |       |      |        |               | 16.9   |        |                |                |
| MAO         | 54    | 36.8 | 21.8 | 29.3                   |       |      |        |               | 17.8   |        |                |                |
|             | 55    | 35.5 | 21.5 | 28.5                   |       |      |        |               | 16.5   |        |                |                |
| MOUNDOU     | 54    | 34.4 | 20.6 | 27.5                   |       |      |        |               | 22.0   |        |                |                |
|             | 55    | 33.4 | 19.9 | 26.6                   |       |      |        |               | 20.9   |        |                |                |
| ARCHAMBAULT | 54    | 34.9 | 21.2 | 28.2                   |       |      |        |               | 21.9   |        |                |                |
|             | 55    | 33.7 | 20.6 | 27.2                   |       |      |        |               | 21.9   |        |                |                |

Un air donné conserve longtemps ses caractéristiques hygrométriques, et les changements de tension correspondent en général à un changement complet d'air, et non pas à la modification d'une même masse.

Ainsi les variations brutales de tension de vapeur correspondent aux passages de masses d'air différentes; celles du sud-ouest très humides (20 à 25 millibars), celles du nord-est très sèches (7 à 11 millibars). On passe de la saison sèche à la saison humide sans transition.

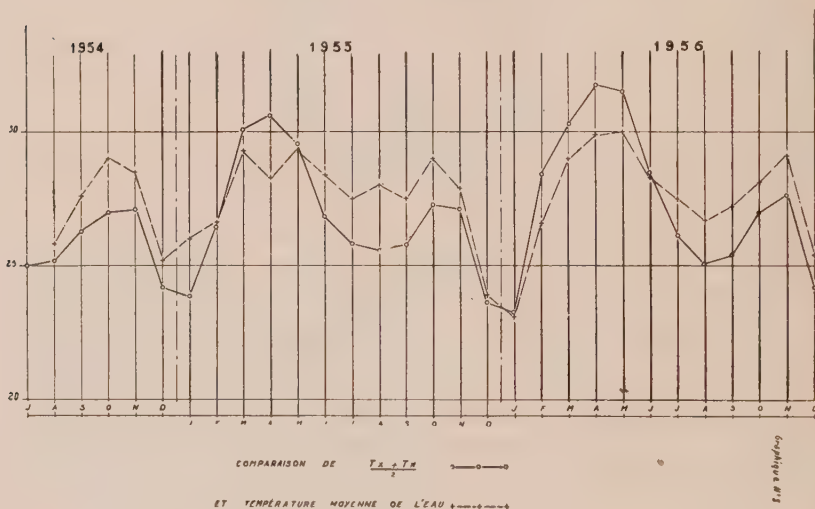
Malgré les différences de latitude des différentes stations, on remarquera que la tension moyenne annuelle ne subit pas de variation considérable, puisqu'elle est de 21,9 millibars à ARCHAMBAULT et de 17 à MAO. A LAI, les conditions moyennes sont les mêmes qu'à MAO.

### Température de l'eau du bac

La température moyenne annuelle est sensiblement la température moyenne de l'air, si le bac n'est pas placé dans des conditions particulières (immergé dans un cours d'eau, ou le lac). Ceci n'est d'ailleurs vrai que pour la moyenne, car l'eau est en moyenne plus chaude que l'air en période humide et plus fraîche en saison sèche, par suite du refroidissement dû à l'évaporation.

L'écart est d'autant plus sensible que l'air est plus sec et atteint 2 à 3°.

Ce phénomène est bien visible sur le graphique n° 1.



### 1. Comparaison température eau du bac et air

L'évaporation est très sensible à la température de l'eau du bac. Un degré centigrade accroît la tension de vapeur saturée de 2,5 millibars environ, et l'évaporation par jour de 0,8 mm. On voit donc que cette température doit être mesurée avec le plus grand soin.

### Les vents

Toute la zone sahélo-soudanienne est caractérisée par une absence presque totale de vent, excepté quelques violentes bourrasques.

Notre station de BOL et le lac TCHAD sont déjà soumis à des vents plus réguliers.  
Le lac est quotidiennement agité entre 9 heures et 12 heures.

Nous n'avions pas d'enregistreur en fonctionnement ce qui nous interdit d'évaluer  
l'influence des vents moyens et de les faire rentrer dans notre loi d'évaporation.

TABLEAU 2  
Evaporation en mm. par jour. Bac dans les conditions normales

| Stations               | Années       | J    | F    | M    | A      | M    | J    | J     | A     | S     | O     | N     | D   | Moyenne<br>Annuelle |     |
|------------------------|--------------|------|------|------|--------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-----|---------------------|-----|
| Lai<br>(24°N)          | Bac colorado | 1954 | 9,7  | 9,8  | 10,2   | 10,5 | 7,6  | 4,5   | 2,9   | 3,4   | 4,1   | 5,2   | 6,9 | 7,4                 | 6,8 |
|                        |              | —55  | 6,4  | 7,7  | 9,2    | 8    | 6,2  | 4,5   | 2,4   | 2,9   | 3,3   | 4,6   | 5,4 | 5,7                 | 5,5 |
|                        |              | —56  | 5,7  | 7,7  | 7,3    | 8,5  | 7,5  | 5,7   | 3,8   | 2,9   | 2,9   | 4,9   | 6,4 | 6,1                 | 5,8 |
|                        |              | —57  | 6,6  | 7,9  | 7,3    |      |      |       |       |       |       |       |     |                     |     |
|                        | Bac rond     | 1954 |      |      |        |      | 8,5  | 4,6   | 3,9   | 3,3   | 3,9   | 5     | 6,9 | 7,4                 | (7) |
|                        |              | —55  | 6,6  | 8,4  | 9,3    | 9,1  | 7    | 4,8   | 3,2   | 2,5   | 1,9   | 2,9   | 5,3 | 6,4                 | 5,6 |
|                        |              | —56  | 7,1  | 8,3  | 8,1    | 9,2  | 8,5  | 5,9   | 4,3   | 2,8   | 3,2   | 5,9   | 5,9 | 5,4                 | 6,2 |
|                        |              | —57  |      |      |        |      |      |       |       |       |       |       |     |                     |     |
| Maroua<br>(10°44'N)    | 1954         |      |      |      |        |      | 6,1  | 4,3   | 3,4   | 4,4   | 5,7   | 7,4   | 7,3 | 5,5                 |     |
|                        | —55          | 6,4  | 7,3  | 10,9 | 11,8   | 8,3  | 6,2  | 4,5   | 2,3   | 2,5   | 6,7   | 4     | 7,5 | 6,5                 |     |
|                        | —56          | 7,2  | 7,5  | 7,9  | 8,4    | 9,8  | 2,6  | 1,6   | 1,5   | 1,2   | 1,2   | 5,4   | 6,1 | 5                   |     |
|                        | —57          |      |      |      |        |      |      |       |       |       |       |       |     |                     |     |
| Bogo<br>(10°46'N)      | 1954         | 9,4  | 10,4 | 11,8 | 11,9   | 11,8 | 7,8  | 4,1   | 2,8   | 4,7   | 7,4   | 8,0   | 8,9 | 8,2                 |     |
|                        | —55          |      |      |      |        |      |      |       |       |       |       |       |     |                     |     |
|                        | —56          | 6,6  | 7,2  | 8,5  | 9,1    | 9,6  | 4,8  |       |       |       | 4,4   | 7     | 7   | 7,1                 |     |
|                        | —57          |      |      |      |        |      |      |       |       |       |       |       |     |                     |     |
| Godola<br>(10°46'N)    | 1954         |      |      |      |        |      |      |       |       |       |       |       |     |                     |     |
|                        | —55          |      |      |      |        |      |      |       |       |       |       |       |     |                     |     |
|                        | —56          | 8,5  | 9    | 7,2  | 8,2    | 5,2  | 4,7  | 3,4   | 3,4   | 3,4   | 4,3   | 6,7   | 6,8 | 5,9                 |     |
|                        | —57          |      |      |      |        |      |      |       |       |       |       |       |     |                     |     |
| Fort-Lamy<br>(12°07'N) | 1954         |      |      |      |        |      |      |       |       |       |       |       |     |                     |     |
|                        | —55          |      |      |      |        |      |      |       |       |       |       |       |     |                     |     |
|                        | —56          | 5,8  | 7,8  | 7,8  | 7,9    | 7,1  | 5,5  | 3,5   | 3,2   | 4,9   | 8,3   | 5,9   | 6,9 | 6,2                 |     |
|                        | —57          |      |      |      |        |      |      |       |       |       |       |       |     |                     |     |
| Bouguia<br>(12°38'N)   | 1954         |      | 8,5  | 9,7  | 10,7   | 9,1  | 7,2  | 5,5   |       | 3,9   | 5,6   | 6,2   | 6,8 | 7,3                 |     |
|                        | —55          | 5,3  | 7,7  | 9,7  | 7,7    | 8,7  | 7,7  | 5,2   | 3,2   | 3,4   | 5,1   | 7,4   | 6,7 | 6,5                 |     |
|                        | —56          | 7,4  | 6,1  | 10,2 | 11,7   |      | 9,2  | 5,9   | 3,1   | 4,8   | 7,2   | 8,2   | 6,8 | 7,3                 |     |
|                        | —57          |      |      |      |        |      |      |       |       |       |       |       |     |                     |     |
| Bol<br>(13°28'N)       | 1954         |      |      |      | 9,8    | 8,3  | 6,6  | 3,7   | 3,6   | 5,7   | 7,5   | 7     | 7   | 6,6                 |     |
|                        | —55          |      |      |      |        |      |      |       |       |       |       |       |     |                     |     |
|                        | —56          | 9,8  | 10,1 | 12,2 | 10,8   | 11,9 | 8,5  | 6,9   | 5,2   | 5,6   |       |       |     | 9                   |     |
|                        | —57          |      |      |      |        |      |      |       |       |       |       |       |     |                     |     |
| Tin Adjar<br>(16°30'N) | 1956-57      | 8,1  | 8,2  | 9,4  | (11,0) | 11,6 | 11,0 | 9,1   | 7,1   | 6,8   | (8,4) | (8,7) | 7,8 | (8,9)               |     |
| Kénié<br>(12°44'N)     | 1954-55      | 7,4  | 8,9  | 9,7  | 10,7   | 9,7  | 7,7  | (4,7) | (3,5) | (4,2) | (5)   | (6,4) | 6,4 | (7)                 |     |
| Dounfing<br>(12°40'N)  | 1955-56      | 6,6  | 7,9  | 9,2  | 8,2    |      |      |       |       |       |       | 6,8   | 6,1 | 7,4                 |     |
|                        | 1956-57      | 6,8  | 8,4  | 10,3 | 8,3    |      |      |       |       |       |       | 6,5   | 6,4 | 7,8                 |     |



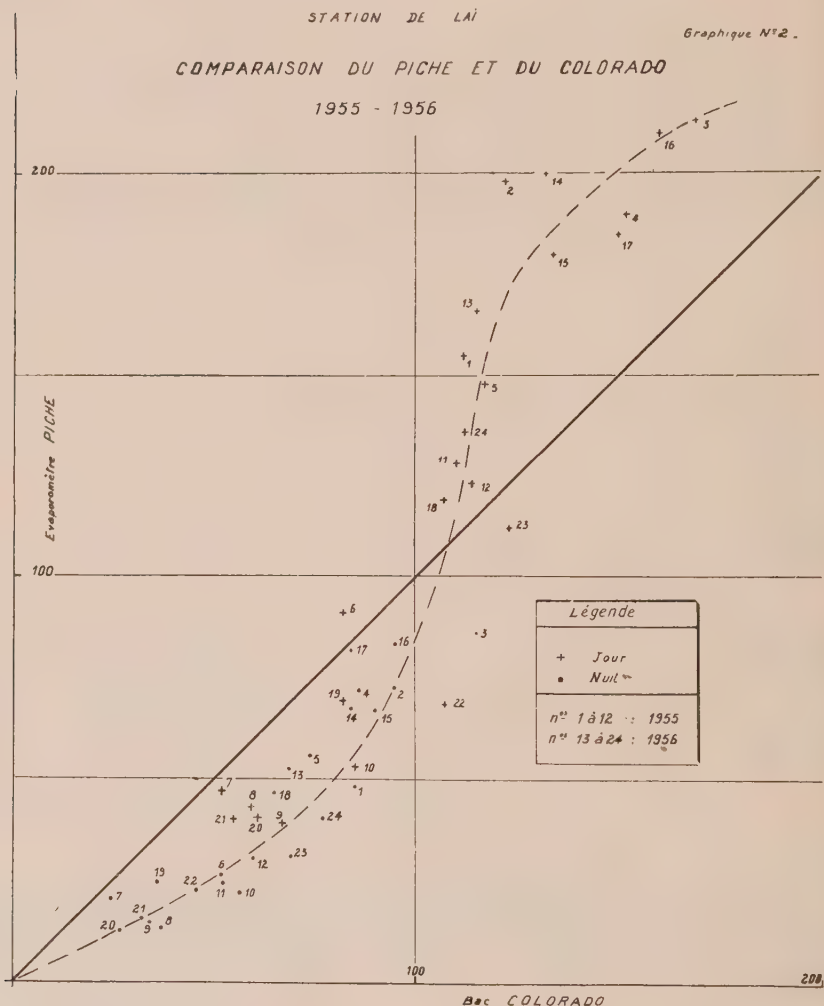
### c) Résultats des mesures d'évaporation

Les moyennes mensuelles des hauteurs d'évaporation journalières sont récapitulées dans le tableau n° 2.

Les résultats sont assez cohérents pour la saison sèche, mais les écarts relatifs sont beaucoup plus importants en saison des pluies. Ceci est dû à la difficulté de ne pas arrêter l'évaporation, tout en éliminant la pluie.

La solution trouvée, consistait simplement à couvrir les bacs. <sup>(2)</sup>

Toute simple qu'elle soit, il n'est d'ailleurs pas facile de l'imposer à l'observateur qui doit faire des manœuvres fréquentes du toit.



## 2. Comparaison Bac colorado et Piche

<sup>(2)</sup> Cette solution n'est utilisable qu'en zone soudano-sahélienne.

Les moyennes dépassant 10 m/m par jour doivent être considérées comme suspectes, des pertes supplémentaires sont quelquefois dues aux animaux venant boire dans les bacs.

#### d) Comparaison des évaporations bac et Piche

Nous avons porté sur le graphique n° 2, les évaporations mensuelles mesurées sur bac (en abscisse) et à l'évaporomètre Piche (en ordonnée) pour la station de LAI (années 1954-55-56).

La moyenne dessine un nuage en «S» mal défini. La corrélation entre les 2 appareils est de toute évidence très lâche.

L'évaporomètre « Piche » donne des résultats semblables au bac pour les évaporations de 6 m/m par jour, des valeurs plus faibles au-dessous de 6m/m et plus fortes au-dessus.

La moyenne annuelle de l'évaporation étant de l'ordre de 6 m/m à 7 m/m par jour, on conçoit qu'il y ait une compensation donnant dans certains cas des résultats annuels comparables, mais dont on ne peut évidemment pas faire cas.

## II — ESSAIS DE VERIFICATION DE LA LOI DE DALTON.

### 1 — Calcul de $E/F-f$

Nous avons négligé l'influence du vent.

Le tableau n° 3 donne les valeurs de :  $\frac{E}{F-f}$  calculées d'après les résultats précédents.

$E$  = moyenne des évaporations quotidiennes du mois exprimée en m/m

$F$  = tension de vapeur saturée à la température moyenne de l'eau du bac, exprimée en millibars

$f$  = tension partielle de la vapeur d'eau de l'atmosphère exprimée en millibars

On remarquera qu'un des avantages de la formule :

$$E = K (F - f)$$

est son application possible au calcul de l'évaporation moyenne annuelle, par suite de sa forme linéaire, en prenant la moyenne annuelle de  $F$  et de  $f$ .

### 2 — Représentation graphique des résultats

La température de l'eau du bac, est, nous l'avons vu, assez peu différente de la température moyenne des maxima et des minima =  $\frac{T_x + T_n}{2}$

Il nous a paru intéressant de situer les résultats obtenus sur le graphique n° 3, où l'on a porté en abscisse la tension de vapeur saturée correspondant à  $\frac{T_x + T_n}{2}$ , et en ordonnée la tension de vapeur partielle  $f$ . Les diverses valeurs expérimentales de « $E$ » se groupent le long des droites du réseau  $F - f = K E = \text{constante}$ .

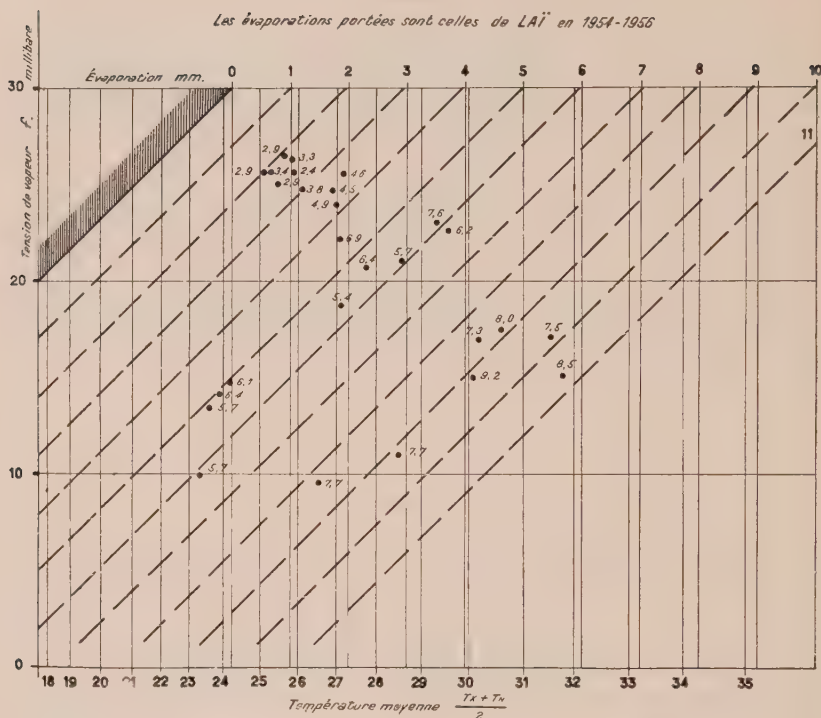
Ce graphique permet inversement, étant donné des conditions climatiques caractérisées par  $T_x$ ,  $T_n$  et  $f$ , de chiffrer rapidement l'évaporation sur bac.

# ÉVAPORATION SUR BAC

GRAPHIQUE n° 3

DIAGRAMME -  $E = 0,33 (F - F')$   
 $F$  correspond à  $\frac{T_x + T_n}{2}$

Les évaporations portées sont celles de LAI en 1954-1955



NOTA - La graduation linéaire des abscisses est faite en tensions de vapeur saturée correspondant aux températures moyennes.

## 3. Relation $\frac{T_x + T_n}{2} f, E$

Remarque. — La différence entre  $\frac{T_x + T_n}{2}$  et la température moyenne réelle de l'eau du bac explique la concordance imparfaite des évaporations théoriques et observées (voir graphique n° 1).

## III — ÉVAPORATION A LA SURFACE DU LAC TCHAD.

### 1 — Calcul de l'évaporation à l'aide du bilan hydrologique

Le bilan hydrologique du Lac se traduit par 4 éléments :

- 1 — Les variations du niveau
- 2 — Les apports du Chari (qui est en fait le seul tributaire du Lac)
- 3 — Les précipitations
- 4 — Les pertes par évaporation et filtration. <sup>(1)</sup>

<sup>(1)</sup> Nous négligeons les pertes par infiltrations, approximation justifiée par ce qui suit.

TABLEAU 3

Valeurs de  $E/F-f$ 

| Station | année   | J.   | F.   | M.   | A.   | M.   | J.   | A.   | S.   | O.   | N.   | D.   |
|---------|---------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| LAI     | 1954    |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|         | 1955    | 0,33 | 0,31 | 0,37 | 0,38 | 0,34 | 0,34 | 0,45 | 0,36 | 0,38 | 0,41 | 0,42 |
|         | 1956    | 0,29 | 0,34 | 0,33 | 0,32 | 0,31 | 0,32 | 0,26 | 0,32 | 0,33 | 0,35 | 0,37 |
|         | 1957    | 0,36 | 0,39 | 0,27 | 0,32 | 0,32 | 0,32 | 0,33 | 0,25 | 0,34 | 0,31 | 0,34 |
| MAROUA  | 1955    | 0,23 | 0,22 | 0,34 | 0,48 | 0,35 | 0,25 | 0,45 | 0,26 | 0,51 | 0,21 | 0,27 |
| DOUGUIA | 1954    |      | 0,40 | 0,39 | 0,53 | 0,53 | 0,59 | 0,46 | 0,37 | 0,60 | 0,43 | 0,52 |
|         | 1955    | 0,44 | 0,45 | 0,54 | 0,43 | 0,51 | 0,53 | 0,51 | 0,27 | 0,29 | 0,37 | 0,53 |
|         | 1956    | 0,49 | 0,39 | 0,48 | 0,61 | 0,70 | 0,66 | 0,34 | 0,39 | 0,30 | 0,45 | 0,42 |
| GAROUA  | 1955-56 | 0,37 | 0,41 | 0,40 | 0,46 | 0,43 | 0,38 | 0,47 | 0,43 | 0,45 | 0,42 | 0,38 |

Les valeurs de  $E/F-f$  sont plus élevées et plus irrégulières à Douguia, qu'à Lai, par suite de l'influence du vent, beaucoup plus fort à cette dernière station.

*Calcul de l'évaporation mensuelle du lac Tchad  
A partir du bilan hydrologique*

1 9 5 3

| Mois      | Cote<br>Echelle Bol | D.<br>Différence | Apport :<br>Chari<br>m <sup>3</sup> /s | C.<br>Chari<br>Apport<br>cm sur Lac | P.<br>Pluie<br>cm | C+P-D<br>Eva-<br>poration |
|-----------|---------------------|------------------|--|-------------------------------------|-------------------|---------------------------|
| Juillet   | 0,10                |                  |  |                                     |                   |                           |
| Août      | 0,10-0,37           | + 27             | 1.384                                  | 22                                  | 19,6              | 14,6                      |
| Septembre | 0,37-0,57           | + 20             | 2.264                                  | 30,3                                | 3,1               | 13,4                      |
| Octobre   | 0,57-0,71           | + 14             | 3.359                                  | 44,1                                |                   | 30,1                      |
| Novembre  | 0,71-0,84           | + 13             | 3.560                                  | 44,4                                |                   | 31,4                      |
| Décembre  | 0,84-0,86           | + 2              | 1.527                                  | 19,4                                |                   | 17,4                      |

1 9 5 4

|           |           |      |       |       |      |      |
|-----------|-----------|------|-------|-------|------|------|
| Janvier   | 0,85-0,77 | — 8  | 709   | 9,05  |      | 17   |
| Février   | 0,77-0,70 | — 7  | (370) | 4,35  |      | 11,3 |
| Mars      | 0,7 -0,55 | — 15 | (260) | 3,42  | 0,2  | 18,6 |
| Avril     | 0,55-0,43 | — 12 | (170) | 2,25  | 0,6  | 14,8 |
| Mai       | 0,43-0,31 | — 12 | 134   | 1,97  | 1,1  | 15   |
| Juin      | 0,31-0,15 | — 16 | 329   | 5,1   | 4,5  | 25,6 |
| Juillet   | 0,15-0,27 | + 12 | 749   | 12,15 | 12,5 | 12,6 |
| Août      | 0,27-0,62 | + 35 | 1.422 | 19,75 | 34,3 | 19   |
| Septembre | 0,62-0,78 | + 16 | 2.675 | 33,6  | 1,5  | 19,1 |
| Octobre   | 0,78-0,97 | + 19 | 3.944 | 49,8  | 0,7  | 31,5 |
| Novembre  | 0,97-11,5 | + 18 | 4.362 | 52,3  |      | 34,3 |
| Décembre  | 1,15-1,37 | + 22 | 2.858 | 34,8  |      | 12,8 |

1 9 5 5

|           |           |      |       |       |     |       |
|-----------|-----------|------|-------|-------|-----|-------|
| Janvier   | 1,34-1,38 | + 4  | 1,073 | 12,9  |     | 8,9   |
| Février   | 1,38-1,26 | — 12 | 635   | 7     |     | 19    |
| Mars      | 1,26-1,12 | — 14 | 288   | 3,54  |     | 17,5  |
| Avril     | 1,12-0,99 | — 13 | 224   | 2,69  |     | 15,7  |
| Mai       | 0,00-0,86 | — 13 | 274   | 3,46  | 1,3 | 17,8  |
| Juin      | 0,86-0,74 | — 12 | 354   | 4,41  | 4,7 | 21,1  |
| Juillet   | 0,74-0,70 | — 4  | 782   | 10,15 | 6,2 | 20,3  |
| Août      | 0,70-0,88 | + 18 | 1.564 | 20,1  | 17  | 19,1  |
| Septembre | 0,88-1,05 | + 17 | 2.837 | 34,4  | 4,1 | 21,5  |
| Octobre   | 1,05-1,25 | + 20 | 4.133 | 51    | 3,1 | 24,13 |
| Novembre  | 1,25-1,52 | + 27 | 4.564 | 54    |     | 27    |
| Décembre  | 1,52-1,78 | + 26 | 3.192 | 37,4  |     | 11,4  |



TABLEAU 5  
1 9 5 6

| Mois      | Cote<br>Echelle Bol | D.<br>Différence | Apport<br>Chari<br>m³/s | C.<br>Apport Chari<br>cm sur Lac | P.<br>Pluie<br>cm | C + P — D<br>Eva-<br>poration |
|-----------|---------------------|------------------|-------------------------|----------------------------------|-------------------|-------------------------------|
| Janvier   | 175-177             | + 2              | 1.378                   | 15,9                             |                   | 13,9                          |
| Février   | 177-175             | — 2              | 769                     | 8,3                              |                   | 10,3                          |
| Mars      | 175-162             | — 13             | 521                     | 6                                |                   | 19                            |
| Avril     | 162-150             | — 12             | 367                     | 4,20                             |                   | 16,2                          |
| Mai       | 150-128             | — 22             | 249                     | 3                                |                   | 25                            |
| Juin      | 128-110             | — 18             | 310                     | 3,7                              | 1,9               | 23,6                          |
| Juillet   | 110-115             | + 5              | 692                     | 8,5                              | 7,4               | 10,9                          |
| Août      | 115-135             | + 20             | 1.495                   | 18                               | 17,8              | 15,8                          |
| Septembre | 135-160             | + 25             | 2.733                   | 31,4                             | 8,5               | 14,9                          |
| Octobre   | 160-172             | + 12             | 3.849                   | 45                               | 2                 | 35                            |
| Novembre  | 172-195             | + 23             | 4.299                   | 47,2                             |                   | 24,2                          |
| Décembre  | 195-208             | + 13             | 2.595                   | 28,8                             |                   | 15,8                          |

1 9 5 3 - 1 9 5 6

*Récapitulation des évaporations mensuelles*

| Mois      | 1953  |       | 1954  |       | 1955  |       | 1956  |       | Moyennes |
|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|----------|
|           | Mens. | Cumul | Mens. | Cumul | Mens. | Cumul | Mens. | Cumul |          |
| Janvier   |       |       | 170   | 170   | 89    | 89    | 139   | 139   | 132      |
| Février   |       |       | 113   | 283   | 190   | 279   | 103   | 242   | 135      |
| Mars      |       |       | 186   | 469   | 175   | 454   | 190   | 432   | 184      |
| Avril     |       |       | 148   | 617   | 157   | 611   | 162   | 594   | 156      |
| Mai       |       |       | 150   | 767   | 178   | 789   | 250   | 844   | 193      |
| Juin      |       |       | 256   | 1.023 | 211   | 1.000 | 236   | 1080  | 234      |
| Juillet   |       | 1.180 | 126   | 1.149 | 203   | 1.203 | 109   | 1189  | 146      |
| Août      | 146   | 1.326 | 190   | 1.339 | 191   | 1.394 | 158   | 1347  | 171      |
| Septembre | 134   | 1.460 | 191   | 1.530 | 215   | 1.609 | 149   | 1496  | 172      |
| Octobre   | 301   | 1.761 | 315   | 1.845 | 341   | 1.950 | 350   | 1846  | 327      |
| Novembre  | 314   | 2.075 | 343   | 2.188 | 270   | 2.220 | 242   | 2088  | 292      |
| Décembre  | 174   | 2.249 | 128   | 2.316 | 114   | 2.334 | 158   | 2246  | 243      |
|           |       |       |       |       |       |       | Total |       | 2.285mm  |

Connaissant les apports du Chari, les précipitations et les variations de niveau, il est facile de déterminer l'évaporation et c'est ce que nous avons fait pour les années 1953, 1954, 1955 et 1956.

Dans les tableaux 4 et 5 on trouvera les calculs relatifs aux évaporations mensuelles ;

### 1 — Variation mensuelle du niveau

C'est l'élément le moins précis du calcul. En effet nous avons pour ces dernières années une lecture par jour et pour une seule station, BOL. Or, le niveau peut varier dans la journée, par suite de l'influence du vent, de plus de 10 cm.

Dans notre bilan 10 cm. représentent 2 milliards de m<sup>3</sup>.

Cette incertitude dans l'évaluation des niveaux est responsable des écarts sans justifications physiques, que l'on constate dans le calcul des évaporations.

### 2 — Apports du Chari (débits colonne 3 hauteur déduite, colonne 4)

Nous avons pris les débits de Fort-Lamy qui sont un peu différents de ce que reçoit effectivement le Lac par suite des divagations du Delta du Chari entre Fort-Lamy et le Lac.

L'accroissement de niveau correspondant est d'une précision suffisante pour notre calcul.

### 3 — Précipitations (colonne 5)

Cette moyenne est assez mal connue par suite du peu de stations d'observations et de la difficulté de les atteindre. La plupart des pluviomètres sont des totalisateurs relevés une fois l'an.

La précision est cependant suffisante, les pluies ne représentant que 10 % des apports.

*Résultats* : Les faibles évaporations d'avril et les fortes évaporations d'octobre s'expliquent par l'influence du vent qui souffle du nord-est en saison sèche et du sud-ouest en saison des pluies. Au changement des saisons il y a ainsi un basculement de la surface expliquant les dénivellations.

Ce phénomène fait sous-estimer la décrue du Lac en avril et la crue en Octobre.

*Les évaporations totales annuelles* sont par contre remarquablement cohérentes

|      |           |
|------|-----------|
| 1954 | 2.316 m/m |
| 1955 | 2.334 »   |
| 1956 | 2.246 »   |

### Calcul de l'évaporation du lac à partir de la loi de Dalton

Connaissant la température moyenne de l'eau du Lac et l'état hygrométrique de l'air ambiant, nous avons calculé l'évaporation mensuelle à l'aide de la loi de Dalton, en choisissant pour constante 0,33 (les tensions étant exprimées en millibars) (1).

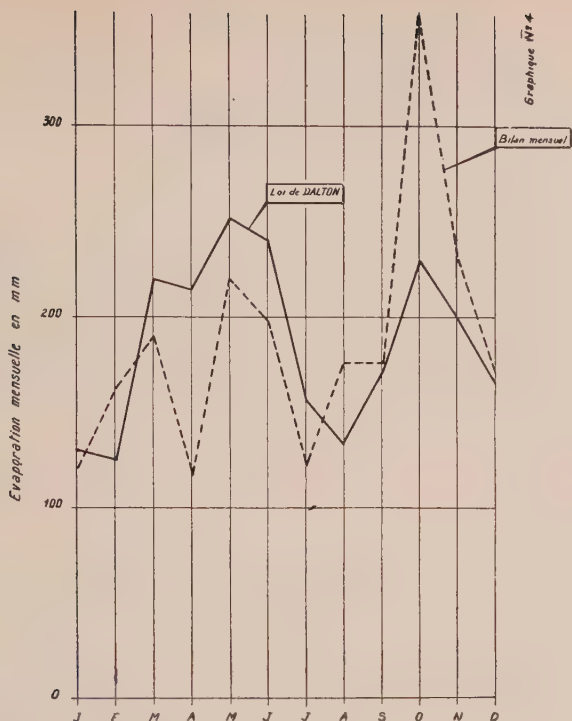
Les calculs sont consignés dans le tableau n° 6. Sur le graphique n° 4 on constate que les résultats obtenus par les 2 méthodes sont concordants sauf pour les mois d'avril et octobre; mais nous en avons donné la raison, le changement de direction générale du vent.

Les pertes par filtration ne dépendent que du niveau du Lac, alors que l'évaporation est fonction uniquement des facteurs météorologiques.

### 4. Comparaison des évaporations du Lac TCHAD calculées de deux manières.

Le fait que les pertes totales évoluent au cours de l'année suivant une loi dont la variation suit fidèlement les facteurs météorologiques, prouve que les pertes par évaporation sont prépondérantes.

(1) Cette valeur est voisine de celle que nous avons trouvée à LAI. Ceci s'explique — sur les grandes superficies d'eau libre, l'évaporation est moindre que sur bac à cause de la suppression de l'effet de bord (réduction de 22 % en moyenne). Mais dans le cas présent, l'influence du vent compense cette réduction.



COMPARAISON DES ÉVAPORATIONS MENSUELLES DU LAC TCHAD CALCULÉES

1°/ PAR LA LOI DE DALTON

2°/ PAR LE BILAN MENSUEL

On trouverait en particulier, dans le cas inverse, des pertes en période de crue plus fortes que ne l'indique la loi d'évaporation et plus faibles en période de basses eaux.

Ceci n'est pas apparent sur nos résultats, ce qui justifie à postériori notre méthode de calcul.

## CONCLUSIONS

Les fluctuations des évaporations mesurées sur bac sont donc généralement explicables.

Ne parlons pas évidemment des «accidents» auxquels sont sujets des appareils employés en plein air, ni de l'imperfection ou de la négligence trop courante des lecteurs.

Ces erreurs éliminées, en zone sahélo-soudanienne, où les vents sont très modérés, l'évaporation est liée d'une façon satisfaisante aux facteurs météorologiques par la loi de Dalton.

Cette relation serait infiniment plus lâche en utilisant l'évaporimètre Piche.

Au TCHAD, le lac présente un réservoir expérimental de premier plan qui permet d'approcher l'évaporation sur nappe d'eau libre de grande superficie.

TABLEAU 6  
Calcul de l'évaporation du lac

| Mois      | Lac-<br>Température<br>Moyenne | Tension de<br>Vapeur saturée<br>correspondante | Douglas ten-<br>sion de<br>vapeur $f$ . | $F - f$ | $E = 0,33$<br>$F - F$ | Bilan du<br>lac<br>Tabl. 4-5 |
|-----------|--------------------------------|--|---|---------|-----------------------|------------------------------|
| Janvier   | 19,5                           | 22   | 9                                       | 13      | 131                   | 132                          |
| Février   | 20,0                           | 23   | 9,5                                     | 13,5    | 124                   | 135                          |
| Mars      | 27,1                           | 35   | 13,2                                    | 21,8    | 220                   | 184                          |
| Avril     | 28,0                           | 37   | 15,2                                    | 21,8    | 214                   | 156                          |
| Mai       | 28,6                           | 39   | 14,0                                    | 25,0    | 253                   | 193                          |
| Juin      | 30,8                           | 45   | 20,5                                    | 24,5    | 240                   | 234                          |
| Juillet   | 29,0                           | 39   | 23,7                                    | 15,3    | 156                   | 146                          |
| Août      | 28,6                           | 39   | 25,5                                    | 13,5    | 136                   | 171                          |
| Septembre | 29,7                           | 41   | 23,5                                    | 17,5    | 172                   | 172                          |
| Octobre   | 28,0                           | 37   | 14,0                                    | 23,0    | 232                   | 327                          |
| Novembre  | 26,0                           | 33   | 12,5                                    | 20,5    | 200                   | 292                          |
| Décembre  | 22,0                           | 25   | 8,5                                     | 16,5    | 166                   | 143                          |
| Moyenne   |                                | 33,8   | 15,0                                    | 18,8    | 2.244                 | 2.285                        |

Le bilan est facile à faire, alors que nous disposons des éléments de base : débit du CHARI, pluviométrie, surface du Lac, température. Ce bilan donne en fait la valeur globale des pertes, donc une valeur par excès de l'évaporation. Mais la constance de la tranche perdue par an, malgré l'accroissement du niveau, nous fait penser que les autres pertes sont négligeables. 2,26 m. serait donc le chiffre à adopter pour l'évaporation dans cette zone Sahélo-Soudanienne sur eau libre de 4 à 5 m. de profondeur et sur très grands réservoirs.

Nous avons enfin constaté que la concordance est bonne avec la Loi de Dalton.

Ces premiers résultats sont encourageants et les mesures ultérieures amélioreront encore la précision.

Une première application a été la reconstitution des niveaux du Lac Tchad depuis 1932 qui étaient ignorés, par la connaissance des crues du Chari et des Pluies à Bol et N'Guigmi.

## NOMENCLATURE DES TABLEAUX ET PLANCHES

### TABLEAUX

1. Caractéristiques
2. Evaporation moyenne mensuelle
3. Valeur de  $\frac{E}{F-f}$  (loi de Dalton)
4. & 5. Calcul de l'évaporation du Lac TCHAD (Bilan hydrol.)
6. Calcul de l'évaporation du lac (loi de Dalton)

### GRAPHIQUES

1. Comparaison température eau du lac et air
2. Comparaison lac Colorado et Piche
3. Relation  $\frac{T_x + T_n}{2} f, E$
4. Comparaison des évaporations du Lac TCHAD calculées de deux manières

# METEOROLOGICAL ASPECTS OF EVAPORATION PHENOMENA (\*)

MAX A. KOHLER (\*\*)

## ABSTRACT

Techniques for estimating pan and lake evaporation from meteorological data are described and evaluated. The relation between lake evaporation and that from various types of pans is also considered and the relative merits of recognized pans are discussed. It is concluded that while evaporation from the U. S. Weather Bureau Class A pan is a good index to lake evaporation, supplemental meteorological observations improve the reliability of estimated reservoir losses. Also, changes in heat storage of the reservoir must be taken into account if reliable monthly estimates are required. The application of free-water evaporation relations to basin accounting and river forecasting is now under investigation and a brief description of this work is presented.

## INTRODUCTION

The increasing importance of water in world economy and the growing seriousness of consequent shortages of water supply have led to renewed interest in the evaporation process. Extensive research is underway in an attempt to find practical means of reducing reservoir losses, and many recent studies have been directed toward improved estimates of the actual losses involved. Although estimates of evaporation from proposed reservoirs have long been considered in designing water-supply projects in arid and semi-arid regions, the reliability of the several techniques has been controversial. The inter-agency project at Lake Hefner, Oklahoma<sup>1</sup>, was conducted primarily for the purpose of evaluating the accuracy with which the evaporation from an existing reservoir could be estimated from available techniques. Observations were subsequently transferred to Lake Mead, Arizona-Nevada, for further evaluation and to determine the actual evaporation for operational purposes.

Continuing evaporation studies conducted by the U. S. Weather Bureau have been aimed primarily toward the development of improved methods for estimating annual lake evaporation from pan observations and related meteorological data normally collected in its established observational programs. Since the network of pan stations is relatively sparse and the records are notably incomplete (frequently seasonal in nature), the development of a universally applicable procedure for extrapolating and interpolating pan evaporation has been a major objective. The Weather Bureau is studying methods for estimating soil-moisture deficiency (day-by-day) from precipitation, runoff, and computed free-water evaporation, for use in the preparation of river forecasts.

## PAN OBSERVATIONS

Divergent views still persist as to the best type of pan exposure — sunken, floating, or surface. Burying the pan tends to eliminate objectionable boundary

(\*) Prepared for presentation at IUGG Meeting, Toronto, Canada, September 1957.

(\*\*) Chief Research Hydrologist, U. S. Weather Bureau.



effects, such as radiation on the sidewalls and heat exchange between the atmosphere and the pan itself, but creates observational problems. Sunken pans collect more trash; they are difficult to install, clean and repair; leaks are not easily detected; and height of vegetation adjacent to the pan is quite critical. Moreover, appreciable heat exchange may take place between the pan and the soil, depending upon such factors as soil type, moisture content and vegetative cover. Rather than attempt the necessary observations required to adjust for heat exchange with the soil, it would appear advisable to use a large pan to minimize the relative effect.

Of the various sunken pans used, only three have gained any prominence in the United States. The Young screened pan is 2 feet in diameter by 3 feet deep and is covered with 1/4-inch mesh hardware cloth. The screen modifies the lake-to-pan ratio (pan coefficient) to near unity, on the average, but the small size of the pan leads to an unstable coefficient and the over-all effect of screening may be adverse. The Colorado pan is 3 feet square and 18 inches deep. The Bureau of Plant Industry (BPI) pan is 6 feet in diameter by 2 feet deep. Of the three, this pan provides the best index to lake evaporation because of its size.

Pans exposed above ground experience greater evaporation than sunken pane, largely because of the added radiant energy intercepted by the sidewalls, and sensibls heat transfer through the pan results in geographical (climatological) variation in the lake-to-pan ratio. These two deficiencies can be minimized by insulating the pan, or they can be taken into account through adjustment of the data from an uninsulated pan. The principal advantages of surface exposure are economy and ease of installation, operation and maintenance. The standard Weather Bureau Class A pan is the

TABLE 1  
*Summary of Pan-to-Pan Ratios*

| Ratio = $\frac{\text{Pan X}}{\text{Pan Y}}$ | Pan X    |      |          |          |
|---|----------|------|----------|----------|
|   | Class A  | BPI  | Colorado | Screened |
| Pan Y                                       | Class A  | 0.65 | 0.72     | 0.67     |
|   |          | 0.78 | 0.86     | 0.79     |
|   |          | 0.87 | 0.95     | 0.88     |
|   |          | 19   | 9        | 18       |
|   | BPI      | 1.15 | 1.03     | 0.89     |
|   |          | 1.29 | 1.09     | 0.98     |
|   |          | 1.53 | 1.17     | 1.04     |
|   |          | 19   | 8        | 15       |
|   | Colorado | 1.06 | 0.85     | 0.86     |
|   |          | 1.17 | 0.92     | 0.89     |
|   |          | 1.39 | 0.97     | 0.92     |
|   |          | 9    | 8        | 4        |
|   | Screened | 1.14 | 0.96     | 1.09     |
|   |          | 1.28 | 1.03     | 1.12     |
|   |          | 1.49 | 1.12     | 1.16     |
|   |          | 18   | 15       | 4        |

most widely used evaporation pan in the United States — records were published for about 350 stations in 1956. It is 4 feet in diameter by 10 inches deep, and is fabricated of galvanized iron (unpainted). It is exposed on a wood lattice in order that the air may circulate beneath the pan.

The evaporation from a pan floating in a lake more nearly approximates the evaporation from the lake, day-by-day, than does that from a shore installation. However, observational difficulties are prevalent with floating pans — splashing frequently renders the data unreliable — and installation and operational expense is excessive. Relatively few such installations are still in existence in the United States.

It is obvious that observed pan evaporation is dependent upon the pan characteristics and it has been found that the relative evaporation from different types of pans is not constant under varying meteorological conditions. Numerous investigations have been conducted to determine the relative evaporation from different types of pans, and the results of available concurrent observations are summarized in Table 1. The mean of all ratios determined over the United States is shown as the second item in each block, while the values immediately above and below are the minimum and maximum values for the several locations. The last item in each block lists the number of localities where determinations have been made.

## PAN EVAPORATION AND METEOROLOGICAL FACTORS

Numerous attempts have been made to derive reliable relations between pan

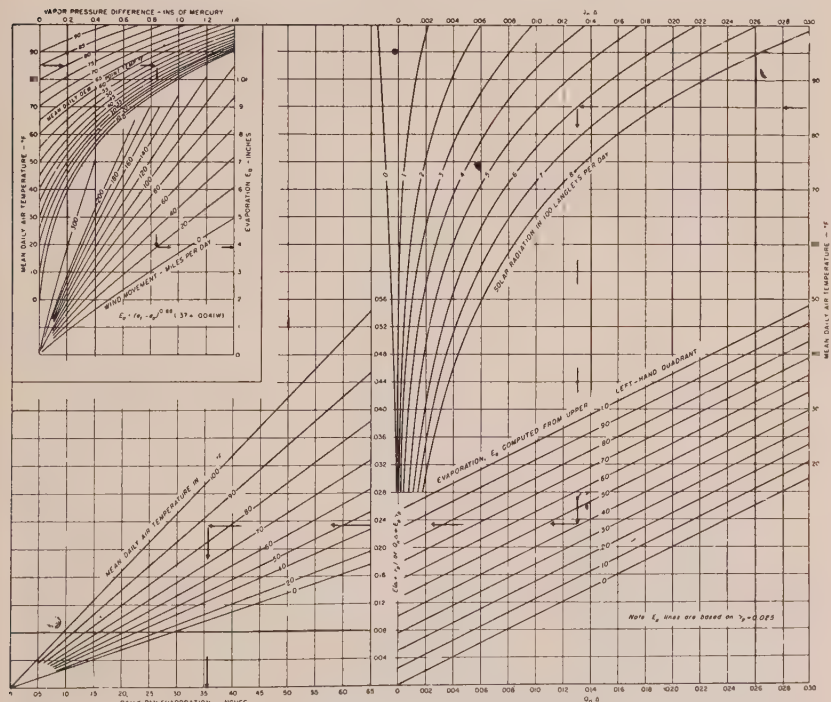


Fig. 1 — Class A pan evaporation as a function of meteorological factors.

evaporation and meteorological factors<sup>2</sup>. Some of the relations developed involve the substitution of air temperature for water temperature with resultant seasonal and geographical bias. Although pan evaporation can be accurately estimated from empirical functions involving wind, dewpoint and water temperature, such relations are of little practical value — if pan water temperature is observed, pan evaporation is also measured. Penman<sup>3</sup> has shown that the need for water-temperature observations can be eliminated, however, through simultaneous solution of an empirical mass-transfer equation and another equation expressing an energy balance. This approach was applied using data collected at a number of stations over the United States yielding the relation<sup>4</sup> shown in Fig. 1. Entering the upper left-hand chart of this figure with air temperature, dewpoint and wind yields the computed Class A pan evaporation ( $E_a$ ), assuming air and water temperature are equal. Entering the remaining charts with air temperature, solar radiation and  $E_a$ , as indicated by the arrows, provides the estimated pan evaporation. Although the correlation analysis was based on daily data, experience has shown that only minor errors result when monthly (i.e., mean daily value for the month) evaporation is computed from monthly averages of the parameters. There are only about 60 solar radiation stations in the United States, but there are reasonably reliable means of estimating this factor<sup>5</sup> from sunshine or cloudiness observations. Since its derivation, the relation of Fig. 1 has been applied under diverse climatological conditions with very satisfactory results.

## PAN COEFFICIENTS

Water-budget, energy-budget and mass-transfer techniques can be used to estimate evaporation only from existing reservoirs. These methods are not directly applicable to design problems, since they require observations from an existing reservoir. Virtually all estimates of reservoir evaporation, both for design and operation, have been made by applying a coefficient to observed or derived pan evaporation. Although determinations to date are insufficient for realistic appraisal of the approach, the derived coefficients of Table 2 are reasonably consistent. Assuming an annual Class A pan coefficient of 0.70, for example, would result in a maximum difference of less than 20 percent for those cases shown. Part-year coefficients are more variably than annual or mean annual coefficients because energy storage in the lake can be appreciably different at the beginning and end of the period. Changes in energy storage cause pronounced variation in monthly coefficients.

## EFFECTS OF ENERGY ADVECTION AND STORAGE ON LAKE AND PAN EVAPORATION

Observations demonstrate that the annual sensible heat transfer through the walls of the Class A pan can be appreciable and that it may flow in either direction, depending on climatic conditions. Since corresponding heat transfer for a lake is negligible, this effect would naturally be expected to produce a climatic variation in the pan coefficient. Similarly, the pan cannot account for advection and changes in energy storage in a lake.

Not all energy advected into a lake is dissipated through increased evaporation. Since the increased energy results in higher water-surface temperature, radiation loss and sensible heat exchange are also affected. It has been shown<sup>4</sup> that the portion  $\alpha$  of advected energy utilized in the evaporation process is approximately that given by Fig. 2. Since  $\alpha$  depends also upon atmospheric pressure, two relations are shown—one for an elevation of 1000 feet, and the other for 10,000 feet, msl. Advection can be either into or out of the lake, and heat storage may either increase or decrease

TABLE 2  
Summary of Pan Coefficients (Lake-to-Pan Ratios) as Determined by Various Investigators

| Location                         | Years of Record | Basis of coefficient | Class A Pan   | Sunken Pans |          |               |
|----------------------------------|-----------------|----------------------|---------------|-------------|----------|---------------|
|                                  |                 |                      |               | BPI         | Colorado | Screened      |
| Denver, Colo. <i>a</i>           | 1915-16         | Mean Annual          | 0.67          |             |          |               |
| Denver, Colo. <i>a</i>           | 1916            | June-Oct.            |               | 0.94        |          |               |
| Lake Hodges, Cal.                | 1919-21         | June-Oct.            |               |             | 0.96     |               |
| Newell Reservoir, Canada         | 1919-25         | May-Sept.            |               | 0.95        |          |               |
| Milford Exp. Stn., Utah <i>a</i> | 1926-27         | May-Oct.             | 0.67          |             |          |               |
| Ft. Collins, Colo. <i>b</i>      | 1926-28         | Apr.-Nov.            | 0.70          |             | 0.79     |               |
| Fullerton, Cal. <i>a</i>         | 1936-39         | Mean Annual          | 0.77          | 0.94        | 0.89     | 0.98          |
| Silver Lake, Cal.                | 1938-39         | Mean Annual          | 0.61          |             |          |               |
| Lake Elsinore, Cal.              | 1939-41         | Mean Annual          | 0.77          |             |          | 0.98          |
| Red Bluff, Tex.                  | 1939-47         | Mean Annual          | 0.68          |             |          |               |
| Lake Okeechobee, Fla.            | 1940-46         | Mean Annual          | 0.81          |             | 0.98     |               |
| Dryden, Tex. <i>a</i>            | 1950-51         | Mean-Annual          | 0.73          |             |          | 0.99          |
| Ft. McIntosh, Tex. l.c.          | 1950-51         | Mean-Annual          | 0.79          |             |          | 0.88          |
| Lake Hefner, Okla.               | 1950-51         | Mean Annual          | 0.69          | 0.91        | 0.83     | 0.91          |
| Lake Mead, Ariz.-Nev.            | 1952-53         | Mean Annual          | 0.60 <i>c</i> |             |          |               |
| Lake Colorado City, Tex.         | 1954-55         | Mean Annual          | 0.72          |             |          |               |
| Felt Lake, Cal. <i>d</i>         | 1955            | Mean Annual          | 0.77          | 0.91        | 0.85     | 0.99          |
| Silver Hill, Md. <i>e</i>        | 1955-56         | Apr.-Nov.            | 0.65          | 1.00        | 0.90     | 1.04 <i>f</i> |

*a.* Computations based on assumption that evaporation from a sunken pan 12 feet in diameter and 3 feet deep is equivalent to that from a lake for periods during which advected and stored energy in the lake may be neglected.

*b.* Evaporation from 85-foot copper-lined reservoir.

*c.* For pan at representative site and lake evaporation from energy budget.

*d.* Assuming 0.032 inch deep seepage per day.

*e.* Computations based on assumption that evaporation from a sunken pan 15 feet in diameter and 2 feet deep is equivalent to that from a lake for periods during which advected and stored energy in the lake may be neglected.

*f.* Screened pan discontinued 1955. Coefficient based on 3-season ratio of BPI to screened pan.

during the period under consideration. Thus, for comparison with pan evaporation, the observed lake evaporation should be adjusted by the net advection (change in heat storage minus advection into the lake, both in equivalent inches of evaporation) multiplied by the factor  $\alpha$ . Annual net advection is usually small and may generally be neglected in the design of reservoirs. If outflow is to be primarily from a low level in a deep reservoir, however, this may not be the case. Average net advection into Lake Mead<sup>6</sup>, for example, is equivalent to about one foot of evaporation per year.

Figure 3, derived in much the same manner as Fig. 2, shows the relative effect of net advection on pan evaporation. Advection by means of water added to the pan

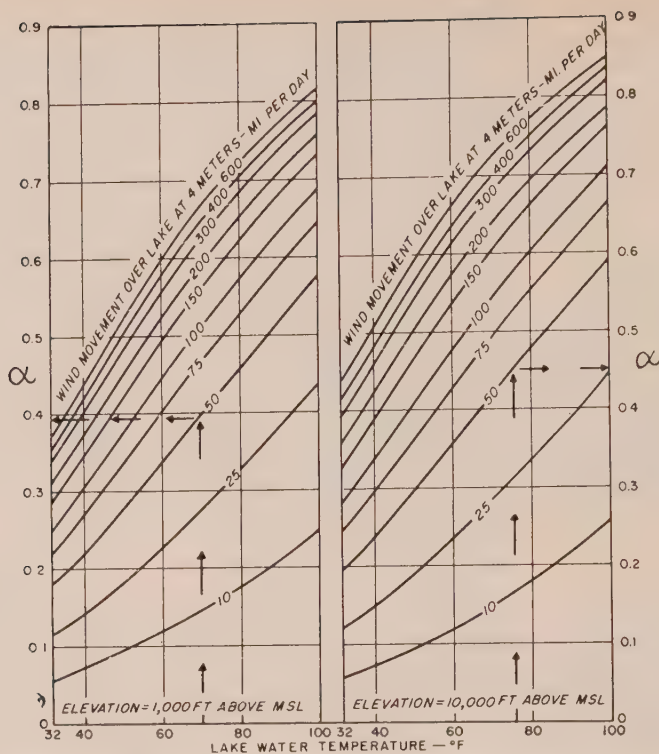


Fig. 2 — Proportion of advected energy (into a lake) utilized for evaporation.

is normally unimportant, but advection of sensible heat through the pan walls is sufficient to produce moderate variation in the pan coefficient under varying climatic regimes. From the Bowen-ratio concept and the empirical relation of Fig. 1, a function can be derived for estimating the heat transfer through the pan from observations of air and water temperature, wind movement and atmospheric pressure. This is the underlying relation of the chart in Fig. 4, which further assumes a 0.70 pan coefficient when air and water temperatures are equal. Lake evaporation computed from the chart should be adjusted for any appreciable net advection to the lake.

#### THEORETICAL PAN CONCEPT

Reliable data are notably limited, but such data as are available indicate that the ratio of lake to Class A pan evaporation is near 0.70, provided

1. Adjustment is made for net advection to the lake.
2. Net transfer of sensible heat through the pan is negligible.
3. Pan exposure is representative.

Figure 1 takes into account heat transfer through the pan by increasing  $\gamma$ , the Bowen-ratio factor, to two and one-half times the theoretical value. If the theoretical value of  $\gamma$  is substituted into this relation, computed values of evaporation should correspond to those which would be observed in a « hypothetical » or « theoretical » pan which



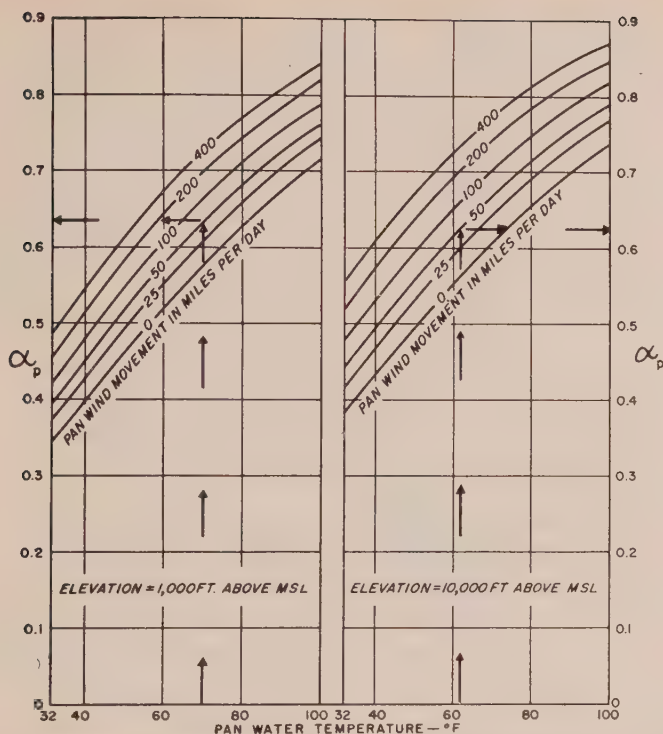


Fig. 3 — Proportion of advected energy (into a Class A pan) utilized for evaporation

has the radiation characteristics of the Class A pan, but which permits no sensible heat transfer through the pan. On the basis of data now available, it is evident that the annual coefficient for this hypothetical pan is near 0.70 and is essentially independent of climatic variations. Figure 5 was derived from Fig. 1 by substituting the theoretical value of  $\gamma$  and assuming a pan coefficient of 0.70 to provide a convenient means of estimating reservoir evaporation. Although the relation is based on daily data, use of monthly averages will, in general, cause no appreciable bias. Adjustment should be made, however, for net advection to the reservoir.

#### COMPARATIVE RESULTS OF RECENT STUDIES

Analysis of data from experimental projects continues in an attempt to evaluate and compare the reliability of the various methods for estimating lake evaporation. Results of these studies are summarized in Table 3. Although the contents of the table are largely self-explanatory, limited discussion of some items is perhaps worthwhile.

*Lake Mead, Ariz.-Nev.* A report on the Lake Mead study is now in press<sup>6</sup> and should soon be available for distribution. Since there was little hope that water-budget computations could be relied upon, this experiment was based on the energy budget as a control. As will be seen from Table 3, the empirical mass-transfer equation

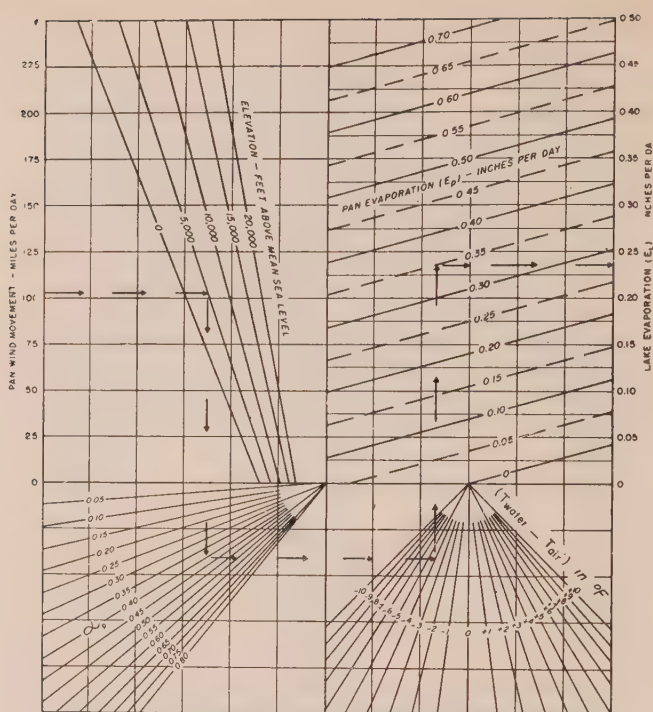


Fig. 4 — Free-water evaporation as a function of Class A pan evaporation and factors determining heat flow through the pan.

(4-meter wind and 2-meter vapor pressure) yields computed evaporation in good accord with the energy budget for the 19-month period as a whole. Moreover, there is no appreciable seasonal bias. The relation of Fig. 5 also provides computed monthly evaporation values which are in good agreement with the energy-budget computations. Monthly evaporation from Lake Mead is now being computed on a continuing basis by two methods — Fig. 5, adjusted for advection, and an empirical mass-transfer equation using water-surface temperature, wind at an island station and observations of air temperature and vapor pressure at the Las Vegas Weather Bureau station. Agreement between the two has been reasonably good to the present time.

*Felt Lake, Calif.* During the period 1954-55, observations were made at Felt Lake, a small water-supply reservoir on the campus of Stanford University. This experiment was conducted by the University under contract with the Weather Bureau. Some of the instrumental equipment was provided by the Geological Survey and the Bureau of Reclamation. Although a description of the project is available<sup>7</sup>, the full report is only now in preparation.

Application of reasonable coefficients to evaporation from the four types of pans and application of Figs. 4 and 5 provide six estimates of lake evaporation ranging from 46 to 51 inches, the average of which is 48.5 inches. The water-budget value (59.7 inches) is based on the assumption that there is no seepage from the lake other than about 0.6 inches through the dam which was taken into account.

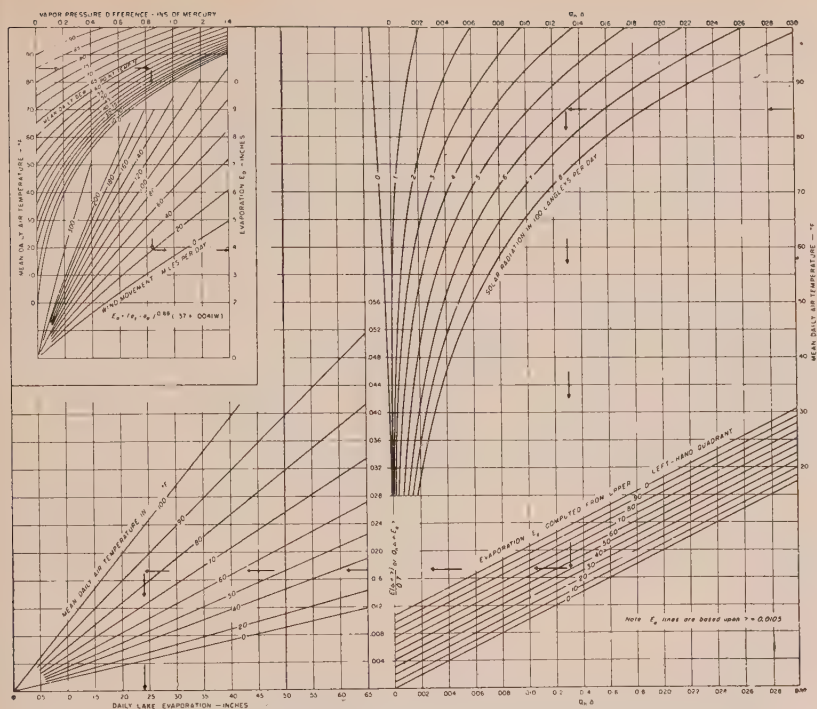


Fig. 5 — Free-water evaporation as a function of meteorological factors.

The difference (59.7-48.5) amounts to about 0.03 inches per day. Examination of the lake-stage recorder charts for periods of negligible vapor-pressure gradient and no surface inflow or outflow indicates that seepage was at least 0.03 inches per day and possibly greater.

The relatively low value obtained from the empirical mass-transfer equation is cause for concern, but some of the data used in these computations are of questionable accuracy. Although values of wind movement are considered reliable, computations were based on mean daily data, whereas wind speed follows a pronounced diurnal pattern. More important, perhaps, is the reliability of the vapor-pressure data which were derived from 6-hourly values of relative humidity taken from a hair hygromograph exposed in a standard cotton-region shelter (on the raft).

*Lake Colorado City, Texas.* This experiment, designed to determine the effect on the thermal structure and on evaporation when heat is added to a reservoir, was conducted by the Geological Survey in cooperation with the Texas Board of Engineers.<sup>8</sup> The lake serves as cooling pond for a thermal-electric plant of the Texas Electric Service Company. The study showed that the annual evaporation from the reservoir was increased from 85 to 93 inches as a result of the addition of heat by the power plant.

The Weather Bureau installed a Class A evaporation station to test the reliability of Fig. 4. As will be seen from Table 3, the results are in good agreement with the energy budget computations. Since neither wind nor vapor pressure were observed over the lake, none of the empirical mass-transfer equations derived for Lake Hefner

TABLE 3

*Comparative Results of Recent Experiments (All evaporation data in inches depth.)*

|                                    | Lake<br>Mead                  | Felt<br>Lake                  | Lake<br>Colorado<br>City       | Silver Hill       |   |
|------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|--------------------------------|-------------------|---|
|                                    | 3/12/52<br>through<br>9/28/53 | 1/1/55<br>through<br>12/15/55 | 7/21/54<br>through<br>10/31/55 | 9/1/54-8/31/56    | 4/1/55-11/30/55<br>and<br>4/1/56-11/30/56 |
| LAKE EVAPORATION                   |                               |                               |                                |                   |   |
| Water Budget                       |                               | 59.7 <sup>a</sup>             | 139.0 <sup>b</sup>             | 64.9 <sup>c</sup> | 54.9 <sup>c</sup>                         |
| Mass Transfer                      | 139.0 <sup>d</sup>            | 42.3 <sup>d</sup>             | 86.1 <sup>e</sup>              |                   |   |
| Energy Budget                      | 140.1                         |                               | 125.1 <sup>f</sup>             |                   |   |
| USWB Pan-to-Lake Relation (Fig. 4) |                               | 48.5                          | 119.9                          |                   |   |
| USWB Lake Relation (Fig. 5)        | 135.3                         | 46.2                          |                                | 68.9              | 58.3                                      |
| PAN EVAPORATION                    |                               |                               |                                |                   |   |
| Class A (Observed)                 | 195.2 <sup>g</sup>            | 62.7                          | 150.5                          | 102.2             | 84.1                                      |
| Class A (Computed, Fig. 1)         | 195.5 <sup>g</sup>            | 61.8                          |                                | 100.7             | 82.6                                      |
| BPI                                |                               | 53.4                          |                                |                   | 54.9                                      |
| Colorado                           |                               | 57.4                          |                                |                   | 60.6                                      |
| Screened                           |                               | 49.2                          |                                |                   |   |

a. Apparently in error because of deep seepage — see text.

b. Apparently in error because of errors in inflow. For the first full year of record during which there was but little inflow, the energy and water budgets agree almost exactly. (See Reference 8.)

c. Sunken stock tank, 15 feet in diameter by 2 feet deep.

d. Equation 3, Table 27 of Lake Hefner Report (Reference 1).

e. Equation 6, Table 27 of Lake Hefner Report (Reference 1). This equation requires wind speed 4 meters above the lake, which was assumed to be twice the wind observed at the pan.

f. Using Cummings radiation integrator (see Lake Hefner Report Reference 1).

g. Boulder City, Nev., Station. Figure 1 yields a total computed evaporation of 227.3 inches for the 19 month period when air temperature and dewpoint are adjusted to Lake Mead elevation.

is strictly applicable. The value entered in Table 3 was based on the assumption that the ratio of the pan wind to that at 4 meters over the lake is the same at Lake Colorado City as at Lake Hefner. This assumed ratio may be seriously in error.

*Silver Hill, Md.* Since 1954, the Weather Bureau has operated numerous evaporation pans at its Silver Hill Observatory near Washington, D. C. The results of these experiments will be published in detail after accumulation of one or two more years of record. In addition to the BPI, Colorado, Screened and Standard Class A pans, a 15-foot sunken stock tank was installed for comparative purposes. Other tests were designed to determine the effects of «non-standard» operation of the Class A pan and the relative evaporation from Class A pans fabricated of different materials (galvanized iron, monel metal and stainless steel).

The Class A pan evaporation maps of the United States published by Horton<sup>9</sup> in 1943 were based on the records from just over 100 Class A stations of which about 30 had more than ten years of record (as of 1941). The records from about 40 BPI stations were also considered, using a conversion factor of 1.25. Where winter records were missing, it was assumed that the ratio of summer to annual evaporation was a linear function of latitude. Fifteen additional years of data have now been collected and there are currently over 350 Class A stations in operation. Considering also that the winter evaporation in northern latitudes and annual evaporation for some 300 full meteorological stations can be computed from Fig. 1, it is obvious that Horton's maps can be improved materially. Data are being compiled for this purpose and it is expected that the analysis will be completed within the next two years.

Upon completion of the pan-evaporation maps, annual pan-coefficient and annual lake-evaporation (assuming no net advection) maps will be prepared. The applicable coefficient and lake evaporation can be computed for all full meteorological stations using the relations of Figs. 1 and 5. The same two items can be derived for all Class A stations where pan-water temperatures are observed. Pan-water temperatures are now being observed at about 50 stations, and the required instrumentation is being added to additional stations as rapidly as feasible. Accordingly, reasonably reliable maps of lake evaporation should be available in, say, three or four years.

#### EVAPOTRANSPIRATION STUDIES

The Weather Bureau is responsible for the preparation and public dissemination of river forecasts throughout the United States. To extend the time range of the forecasts, initial predictions are based on reported amounts of rainfall. The rainfall-runoff relations in use have a moisture-deficiency index which depends only upon antecedent rainfall and season of the year — in other words, it is assumed that potential evapotranspiration is at all times seasonable. Although subjective adjustment is sometimes made when conditions are decidedly unseasonable, it is felt that forecasts can be materially improved if a moisture-deficiency index can be derived which adequately reflects antecedent weather. The water-balance approach to this problem now appears feasible and is currently under investigation<sup>10</sup>.

Numerous techniques have been developed for estimating evapotranspiration from meteorological and or pan-evaporation data<sup>3, 11, 12, 13</sup> to serve a variety of purposes. For use in river forecasting, we are primarily interested in maintaining a day-by-day accounting of moisture deficiency (or storage) and, therefore, the techniques of Thornthwaite and Penman are pertinent. Both investigators use the concept of «potential evapotranspiration» — the water loss which will occur if at no time there is a deficiency of water in the soil for the use of vegetation—to separate the meteorological effects from those relating to the nature and condition of the surface. Thornthwaite originally concluded that potential evapotranspiration and consumptive use were equivalent. On the other hand, Penman<sup>14</sup> contends that potential evapotranspiration is essentially independent of the type of vegetal cover, while Blaney<sup>14</sup> has found that consumptive use is highly dependent upon this factor. This apparent contradiction is believed largely the result of the misconception that consumptive use (as now computed) is always equivalent to potential evapotranspiration.

To serve the purpose, potential evapotranspiration must either be independent of the nature and condition of the surface, or it must be defined in terms of a particular



surface. In the interest of clarity and reproducible results, it is proposed that potential evapotranspiration be defined as the evaporation from a free-water surface of extended proportions, but independent of any heat storage effects. It is believed this definition is essentially equivalent to that conceived by Thornthwaite, provided the area under consideration has a complete vegetal cover and maximum usable water supply. Blaney<sup>11</sup> finds that the consumptive use of alfalfa is approximately equivalent to free-water evaporation, and there is reason to believe this type of cover approaches the optimum in its utilization of available energy. Although Penman has concluded that potential evapotranspiration is only 0.75 of the free-water evaporation, a plausible explanation of this apparent inconsistency is presented later.

*Penman Approach.* As discussed earlier, Penman<sup>3</sup> uses an equation derived by simultaneous solution of the energy-budget and mass-transfer equations, the second of which is empirically derived. Moreover, the net radiation is normally determined by an empirical equation. Basically, the approach involves estimating free-water evaporation and applying coefficients to obtain potential evapotranspiration. When employing the method on a continuing basis, Penman<sup>13</sup> assumes that actual and potential evapotranspiration are equivalent so long as the moisture deficiency is less than some limiting value (root-zone constant), after which the actual evapotranspiration drops to 1/12 the potential value. In the accounting procedure, rainfall in excess of the moisture deficiency is considered as runoff, and it is assumed that no runoff occurs until the moisture deficiency is satisfied.

In deriving and verifying the empirical aspects of the method, a sunken pan (2.5 feet in diameter by 2 feet deep) constituted the «free-water surface.» Penman later revised the equation<sup>14</sup>, thus reducing the computed free-water evaporation by about 10%, but the derived coefficients (0.75 annual) for converting «free-water evaporation» to «potential evapotranspiration» were based on the original equation. On the basis of Penman's computations for Asheville, N. C.<sup>14</sup>, and those for a limited number of other points, it appears that his original equation yields free-water evaporation not greatly different than that observed from the Class A pan.

*Thornthwaite Approach.* In developing his method, Thornthwaite limited the study to rainfall and temperature observations because of their general availability. Consequently, he assumed that potential evapotranspiration depends only on temperature, latitude and time of year. The deficiencies inherent in an empirical relation neglecting wind, humidity and solar radiation in particular, are, of course, well recognized<sup>16</sup>.

When applying the method on a monthly or normal monthly basis, Thornthwaite originally assumed actual and potential evapotranspiration to be equivalent<sup>17</sup> so long as the moisture deficiency was less than 4 inches. In subsequent studies employing day-by-day accounting<sup>18</sup>, he assumed that actual evapotranspiration is proportional to the potential value and the portion of usable moisture remaining. He also assumed that no runoff can occur until the moisture deficiency is satisfied, after which runoff equals rainfall, and that runoff increments so computed can be converted to stream-flow by an arbitrary lagging procedure.

*Concepts and Assumptions of Current Studies.* The items in a basin accounting procedure are rainfall(\*), runoff, evapotranspiration, and moisture storage (or deficiency). In analyzing past records on a day-by-day basis, only rainfall and stream-flow are known. The difference between rainfall and runoff is essentially equivalent to the net change in moisture storage, storm by storm, while this same difference

(\*) Snowfall requires special treatment not considered here.

on a mean annual basis is, by definition, evapotranspiration. Since the basin moisture deficiency as of any date is not known, it must be derived in conjunction with evapotranspiration. In our studies, moisture storage includes surface depression and interception storage, as well as soil-moisture storage. It does not include gravity water in temporary storage, since all water which eventually contributes to streamflow is treated as runoff.

Mean-basin daily precipitation is readily computed from published records and the runoff attributable to each day's rainfall is derived through hydrograph analysis. It should be pointed out that the usual accounting procedure erroneously assumes that no runoff can occur until the moisture deficiency is satisfied, after which runoff equals rainfall — observed streamflow data are not used in carrying forward the computations. For flood forecasting purposes, it can be assumed that runoff data up to the beginning of the storm of interest are available. Accordingly, we can and do use observed streamflow data in the accounting procedure.

The method of obtaining actual from potential evapotranspiration and moisture deficiency is undoubtedly the most perplexing phase of basin accounting. It seems there is no agreement among authorities<sup>19</sup> on the manner in which moisture deficiency affects transpiration. Some investigators state that transpiration from a homogeneous plot continues at an undiminished rate until moisture content throughout the root zone drops to the wilting point, while others are equally certain that the rate is approximately proportional to the remaining available water. Be this as it may, the rate at which moisture storage is depleted from an initially saturated basin does decrease with time and approximates a log recession. This function can be used in an accounting procedure and would be wholly satisfactory if each storm saturated the basin. Unfortunately, it cannot properly provide for the increased evaporation immediately following a moderate storm on a dry basin. We have been unable to devise a single workable function for the purpose, and have resorted to an arbitrary separation of moisture storage into two categories. It is visualized that a portion of the moisture, say 1.0-inches capacity and termed «upper level» for convenience, is always depleted at the potential rate. Any deficiency in this type of moisture must be satisfied before rainfall begins to recharge the «lower level.» Depletion in the lower level occurs only when there is no remaining moisture in the upper level, in which case the rate of evapotranspiration is assumed to be proportional to the available moisture in the lower level.

The equations used in daily accounting are:

$$(1) d_2 = d_1 + T_p - (P - Q) \text{ when } 0 \leq d_2 \leq s$$

$$(2) D_2 = D_1 + (1 - \frac{D_1}{S}) T_p - (P - Q) \text{ when } d_2 > s \text{ or } d_2 < 0$$

where  $d$  and  $D$  designate moisture deficiency in the upper and lower levels, respectively;  $T_p$  is the potential evapotranspiration;  $P$  is the precipitation;  $Q$  is the contribution to runoff;  $s$  and  $S$  are the storage capacities of the upper and lower levels, respectively; and the numeral subscripts 1 and 2 designate the beginning and end of the daily period.

*Accounting Procedure Under Study.* Table 4 illustrates the method of maintaining the water budget as set forth in Eqs. (1) and (2), assuming upper- and lower-level capacities of one and ten inches. On days with rain, the recharge  $R$  is simply the difference between basin rainfall and the derived runoff increment. The potential evapotranspiration  $T_p$  is computed from either Fig. 4 or 5, depending upon the type of data available. Values of  $d$  are derived from Eq. (1). If the recharge on a particular day is greater than that required to saturate the upper level, the difference is entered in column (8) as shown for June 9th. Similarly, if there is insufficient

TABLE 4  
Example of daily accounting procedure.

| Date   | Precipitation<br>(P) | Runoff<br>(Q) | Recharge<br>(R) | Potential<br>Evapotr.<br>(T <sub>p</sub> ) | Moisture Deficiency |              | Lower Level |                  | (1 - D <sub>1</sub> /10 T <sub>p</sub> ) |
|--------|----------------------|---------------|-----------------|--|---------------------|--------------|-------------|------------------|--|
|        |                      |               |                 |  | Upper<br>(d)        | Lower<br>(D) | R'          | T <sub>p</sub> ' |  |
| (1)    | (2)                  | (3)           | (4)             | (5)  | (6)                 | (7)          | (8)         | (9)              | (10)                                     |
| 6/5/51 |                      |               |                 |  | .55                 | 4.40         |             |                  |  |
| 6      |                      |               |                 | .24  | .79                 | 4.40         |             | .05              | .03                                      |
| 7      |                      |               |                 | .26  | 1.00                | 4.43         |             | .25              | .14                                      |
| 8      | .75                  | 0             | .75             | .25  | 1.00                | 4.57         |             |                  |  |
| 9      | 2.43                 | .15           | 2.28            | .12  | .37                 | 4.57         | 1.76        |                  |  |
| 10     |                      |               |                 | .15  | 0                   | 2.81         |             |                  |  |
| 11     |                      |               |                 | .22  | .22                 | 2.81         |             |                  |  |
| 12     |                      |               |                 | .26  | .48                 | 2.81         |             |                  |  |
| 13     |                      | .02           | .40             | .21  | .69                 | 2.81         |             |                  |  |
| 14     | .42                  |               |                 | .13  | .42                 | 2.81         |             |                  |  |
| 15     |                      |               |                 | .24  | .66                 | 2.81         |             |                  |  |
| 16     |                      |               |                 | .26  | .92                 | 2.81         |             |                  |  |
| 17     |                      |               |                 | .21  | 1.00                | 2.90         |             | .13              | .09                                      |
| 18     | 1.35                 | .09           | 1.26            | .15  | 1.00                | 3.01         | .15         | .15              | .11                                      |
| 19     | .42                  | .03           | .39             | .11  | 0                   | 2.86         | .26         |                  |  |
| Σ      | 5.37                 | .29           | 5.08            | .13  | 0                   | 2.60         | 2.17        | .58              | .37                                      |
|        |                      |               |                 | 2.94                                       |                     |              |             |                  |  |

moisture in the upper level to accommodate the potential evapotranspiration, the difference is entered in column (9) as shown for June 6th. The evapotranspiration from the lower level, column (10), is computed as shown in the column heading. Finally,  $D_2$  is computed from  $D_1$  and the data in columns (8) and (10) in accordance with Eq. (2).

It should be emphasized that the procedure used provides a complete check over any selected period. Thus

$$(3) \Sigma P - \Sigma Q = \Sigma R = \Sigma T_E + (d_o - d_n) + (D_o - D_n)$$

where  $T_E$ , the total evapotranspiration, is (from Table 4)

$$(4) \Sigma T_E = \Sigma [\text{col (5)} + \text{col (10)} - \text{col (9)}]$$

The balance indicated by Eq. (3) provides only a check on the arithmetic involved and in no way assures realistic values of either evapotranspiration or moisture deficiency. Any errors in estimating evapotranspiration are reflected (equal and opposite in sign) in the computed storage change.

There is no direct feasible means of evaluating the moisture storage capacity of a natural basin, but soil-moisture observations under wet and dry conditions are helpful. Although the capacity will vary from basin to basin, limited studies to date indicate that 8 to 12 inches is reasonable, and the assumption that 1.0 inch of this (s) can be depleted at the potential rate seems satisfactory. Fortunately, neither basin constant appears to be critical in nature. If the selected capacities are too low, however, the observed recharge will sometimes exceed the deficiency—an unrealistic consequence which should be avoided.

*Results of Basin Accounting Studies.* As stated earlier, our evapotranspiration studies are presently directed toward the development of an improved moisture index for predicting storm runoff. It is hoped that the upper- and lower-level moisture deficiencies will constitute an improvement over the antecedent precipitation index<sup>20</sup> now used in the coaxial correlations<sup>2</sup>. Our studies have not yet advanced to a point justifying evaluation of the proposed techniques, but preliminary results are extremely encouraging. It appears that the errors in river forecasts (based on reported amounts of rainfall) may be reduced by as much as one-third. Should this prove generally true, the approach will very probably be applied to much of the continental United States as rapidly as feasible. This would mean that daily mean-basin values of moisture deficiency and evapotranspiration would become available for other purposes.

It is believed the approach under study is more realistic in several important respects than water balance techniques now in use. Hydrologic congruity is assured when keying the daily accounting procedure to observed streamflow, and, in the absence of discharge data, a crude rainfall-runoff relation should be better than assuming a «saturation threshold.» It would also seem that free-water evaporation derived from Fig. 4 or 5 should constitute a better measure of potential evapotranspiration than can be derived from temperature, latitude, and time of year.

## REFERENCES

- (1) U. S. Geological Survey, Water-Loss Investigations: Vol. 1 — Lake Hefner Studies, *Geological Survey Professional Paper*, No. 269, 1954 (A reprint of U. S. G. S. Circular No. 229, 1952).
- (2) LINSLEY, R. K., M. A. KOHLER, and J. L. H. PAULHUS, «Applied Hydrology», McGraw-Hill, New York, 1949.
- (3) PENMAN, H. L., Natural Evaporation from Open Water, Bare Soil, and Grass, *Proceedings of the Royal Society of London*, Ser. A, Vol. 193, No. 1032, pp. 120-145, April 1948.
- (4) KOHLER, M. A., T. J. NORDENSON, and W. E. FOX, Evaporation from Pans and Lakes, *U. S. Weather Bureau Research Paper*, No. 38, May 1955.

- (<sup>5</sup>) HAMON, R. W., L. L. WEISS, and W. T. WILSON, Insolation as an Empirical Function of Daily Sunshine Duration, *Monthly Weather Review*, Vol. 82, No. 6, pp. 141-146, June 1954.
- (<sup>6</sup>) U. S. Geological Survey, Water-Loss Investigations — Lake Mead Studies, *Geological Survey Professional Paper* No. 298, 1957 (in press).
- (<sup>7</sup>) LINSLEY, R. K., Felt Lake Evaporation Experiment — Base Data, Mimeo. Report, Stanford University, Dept. of Civil Engineering, March 1957.
- (<sup>8</sup>) HARBECK, G. E., Jr., G. E. KOBERG, and G. H. HUGHES, The Effect of the Addition of Heat from a Power Plant on the Thermal Structure and Evaporation of Lake Colorado City, Texas, *U. S. Geological Survey Professional Paper* (in Process).
- (<sup>9</sup>) HORTON, R. E., Evaporation-maps of the United States, *Transactions American Geophysical Union*, Vol. 24, pp. 743-753, 1943.
- (<sup>10</sup>) KOHLER, M. A., Computation of Evaporation and Evapotranspiration from Meteorological Observations, U. S. Weather Bureau mimeo. preprint of paper presented at the American Meteorological Society meeting, Chicago, Ill., March 19-21, 1957.
- (<sup>11</sup>) THORNTHWAITTE, C. W., An Approach Toward a Rational Classification of Climate, *Geographical Review*, Vol. 38, pp. 55-94, 1948.
- (<sup>12</sup>) BLANEY, H. F., Consumptive Use of Water, *Transactions American Society of Civil Engineers*, Vol. 117, pp. 949-973, 1952.
- (<sup>13</sup>) LOWRY, R. L. and A. F. JOHNSON, Consumptive Use of Water for Agriculture, *Transactions American Society of Civil Engineers*, Vol. 107, p. 1252, 1942.
- (<sup>14</sup>) PENMAN, H. L., Estimating Evaporation, *Transactions American Geophysical Union*, Vol. 37, pp. 43-50, February 1956.
- (<sup>15</sup>) PENMAN, H. L., The Dependence of Transpiration on Weather and Soil Conditions, *Journal of Soil Science*, Vol. 1, pp. 74-89, 1949-50.
- (<sup>16</sup>) MATHER, J. R., (ed.), The Measurement of Potential Evapotranspiration, *Publications in Climatology*, Vol. VII, No. 1, Johns Hopkins University Laboratory of Climatology, Seabrook, N. J., 1954.
- (<sup>17</sup>) THORNTHWAITTE, C. W., Report of the Committee on Transpiration and Evaporation 1943-44, *Transactions American Geophysical Union*, Vol. 25, Pt. V, p. 687, 1944.
- (<sup>18</sup>) THORNTHWAITTE, C. W., and J. R. MATHER, The Water Balance, *Publications in Climatology*, Vol. VIII, No. 1 Drexel Institute of Technology Laboratory of Climatology, Centerton, N. J., 1955.
- (<sup>19</sup>) VEIHMEYER, F. J., and A. H. HENDRICKSON, Does Transpiration Decrease as the Soil Moisture Decreases?, *Transactions American Geophysical Union*, Vol. 36, pp. 425-448, June 1955.
- (<sup>20</sup>) KOHLER, M. A., and R. K. LINSLEY, Predicting the Runoff from Storm Rainfall, *U. S. Weather Bureau Research Paper* No. 34, September 1951.



# THE LAKE HEFNER WATER-LOSS INVESTIGATIONS

G. EARL HARBECK, Jr.

*Hydraulic Engineer, U.S. Geological Survey, Denver, Colo.*

## ABSTRACT

The principal objective of the interagency water-loss investigations at Lake Hefner near Oklahoma City, Okla., was to test equations for the determination of reservoir evaporation based on the energy-budget and mass-transfer theories. Evaporation computed from the water budget of the lake was used as the control.

Meteorological and limnological data were obtained during a 16-month period in 1950-51. Evaporation from the lake was computed, using both the energy-budget method and a group of mass-transfer equations, and the results were compared with evaporation determined by the water budget. The energy-budget method proved to be satisfactory for computing evaporation for periods of 7 days or more. Two of the many mass-transfer equations were found to be adequate for predicting daily evaporation with acceptable accuracy. A simple empirical equation was developed for computation of evaporation from Lake Hefner.

Studies were made of evaporation losses from four types of evaporation pans. Pan-to-pan and pan-to-lake coefficients were determined. Annual pan-to-lake coefficients were found to be reasonably consistent with previous values.

## INTRODUCTION

The Lake Hefner water-loss investigation was a cooperative research project conducted by the Geological Survey and the Bureau of Reclamation, U. S. Department of Interior; the Bureau of Ships and the Navy Electronics Laboratory, U. S. Navy Department; and the Weather Bureau, U.S. Department of Commerce.

The basic objectives were: (1) To test existing theories of evaporation, modifying them if necessary or developing a new approach; and if possible, (2) to develop a method for predicting evaporation losses from reservoirs as yet unbuilt.

The existing theories of evaporation include the mass-transfer theory (in which the exchange of water vapor between a water surface and the atmosphere is calculated from measurements of certain related parameters) and the energy-budget theory (in which an accounting is kept of incoming and outgoing energy, the difference being that available for evaporation). It was also considered desirable to study the seasonal variation in coefficients applicable to different types of evaporation pans.

The water-budget method was selected as the control; i.e., evaporation, as determined volumetrically by the inflow-outflow-change in storage method, was considered to be the true evaporation, and the results obtained by other methods were compared with it.

These investigations have been described in U. S. Geological Survey Professional Paper 269, «Water-loss investigations Lake: Hefner studies, technical report» (1954) in which eight authors collaborated. (\*) The Lake Hefner report has been drawn upon freely for this summary of the principal findings of the studies without giving specific credit to the original author in each instance. The writer accepts responsibility for any errors in summarizing the conclusions of the other authors of the published report.

(<sup>1</sup>) Originally published in 1952 as U. S. Geol. Survey Circular 229 and as U. S. Navy Electronics Laboratory Report 327.

## DESCRIPTION OF THE LAKE

Lake Hefner, a water-supply reservoir owned by Oklahoma City, was selected as the site for the field observations after an exhaustive search for a suitable location (Harbeck, et al., 1951). The lake is fairly regular in shape and is formed by a long horse-shoe-shaped dam on Bluff Creek. The topography around the lake is flat to gently rolling. The dam itself is the only obstruction to smooth wind flow across the area. During the period of study (April 26, 1950, to August 31, 1951) the contents ranged from 55,900 to 66,100 acre-feet and the surface area varied between 2,148 and 2,386 acres.

The natural drainage area above Lake Hefner is only about 30 percent larger than the area of the lake at full pool, so that natural inflow usually is much less than rainfall on the lake surface. The lake is supplied principally by a canal from the North Canadian River. Diversions from the river to the lake are infrequent and of only a few days' duration.

A detailed geologic study was made of the dam and reservoir area to determine the magnitude of seepage losses. Lake Hefner rests on the flat-lying red shale and siltstone beds of the Hennessey shale of Permian age. An inventory was made of farm, domestic, and unused wells near the lake. Forty test holes ranging from 10 to 50 feet in depth were drilled and a piezometric map constructed. Pumping tests were made on some of the test holes. On the basis of the studies it was concluded that the upper part of the Hennessey shale in the Lake Hefner area is an aquifer of small capacity and low permeability. The net deep-seepage loss from the lake was estimated at 0.2 acre-foot per day. The rolled earth-fill dam that impounds Lake Hefner is not impermeable. Drains have been provided around most of the embankment to channel and remove the outward seepage through the dam. These losses through the dam were measured and taken into account in the water budget for the lake.

## WATER-BUDGET CONTROL

Daily evaporation was computed using the inflow-outflow-change in storage method. Except during infrequent periods when water was being brought into the lake through the intake canal, rainfall on the lake surface was generally the largest item of inflow. A network of 21 rain gages on the periphery of the lake and one gage on the barge in midlake was used to measure rainfall on the lake surface. Surface inflow to the lake in Bluff Creek and the intake canal was measured at recording stream-flow stations. Nonrecording gages and weirs were used to measure inflow from several small drains. Excluding flow in the intake canal, average daily inflow to Lake Hefner was less than 15 percent of the amount of water withdrawn for municipal use.

The withdrawals for municipal use were the major items of outflow from Lake Hefner, and were measured by a Venturi meter. Because of the importance of this item in the water budget, the Venturi meter was calibrated at various rates of flow using the salt-velocity method.

A hydrographic survey of the lake was made with echo-sounding equipment, and area and capacity curves for the lake were computed. Changes in lake stage were measured to the nearest 0.001 foot, using four water-stage recorders. Agreement among the recorders was good except during periods of high winds.

It was necessary to adjust computed changes in reservoir storage for thermal expansion of the water in the reservoir. Thermal expansion is usually inconsequential in shallow lakes, but was appreciable in Lake Hefner, particularly during spring and fall when the water temperature was changing rapidly. Daily changes in water

temperature could not be determined with sufficient accuracy to adjust daily figures of evaporation for thermal expansion, but monthly totals were adjusted.

Not all daily figures of evaporation computed from the water budget were equal in accuracy. The error due to nonagreement of indicated stage changes was determined for each day, using the range as a measure of the standard error of the mean. The error resulting from the areal variability of rainfall was taken to be the standard error of the mean of the catches in the 22 rain gages. The standard error of measuring filter-plant withdrawals was estimated to be 3 percent, and the standard error of other inflow and outflow items to be 5 percent. The individual errors were then combined in the usual manner by adding the individual variances to obtain the total variance. The result was an estimate of the standard error of each computed figure of daily evaporation, thus providing an objective scheme for classifying daily figures of evaporation according to their relative accuracy.

On the basis of the foregoing analysis it was concluded that the error in monthly evaporation computed from the water budget was less than 5 percent. Daily figures were, of course, subject to somewhat larger percentage errors. Evaporation was a major item in the water budget; during the 16-month period of observation, outflow was only 10 percent greater than evaporation, and inflow was generally much less except during periods when water was being brought into the lake through the intake canal.

#### MASS-TRANSFER STUDIES

Four meteorological stations were established at Lake Hefner. The principal station was on a barge in midlake. The sites for the other three stations were selected on the basis of a study of prevailing wind directions. One was located on the south shore of the lake, another on the intake tower in deep water at the dam on the north shore, and the third on the northeast side of the lake.

The instrumentation at all four stations was the same. The meteorological variables measured at each station were air temperatures, wet-bulb temperatures, and wind speeds, all at 2, 4, 8, and 16 meters above the lake surface; water-surface temperature; wind direction; and rainfall. Wind speed and direction were measured with conventional cup-type anemometers and wind vanes. Wet- and dry-bulb and water-surface temperatures were measured with copper-constantan thermocouples.

For all four stations over the 16 month period of observations, the total number of measurements recorded was about 1,325,000. It was apparent that manual tabulation of the data and computation of meteorological parameters was impractical, so the basic data were placed on punchcards. The half-hourly data for each 3-hour period were averaged, and the 3-hour averages were used in the computations. Psychrometric conversions and the computation of evaporation using various mass-transfer equations were made by automatic computers.

A comprehensive review of mass-transfer theory by Anderson, Anderson, and Marciano (1950) indicated that a number of mass-transfer equations should be tested. It is beyond the scope of this report to list these equations, but some were based on the discontinuous-mixing concept and others on the continuous-mixing concept applied to mass-transfer in the boundary layer.

Among the equations tested, that of Sutton (1949) and that of Sverdrup (1937) gave satisfactory results. It is believed that the Thornthwaite-Holzman (1939) equation would give good results with proper instrumentation, but the instrument requirements are exacting. In a later test at Lake Mead (Harbeck and others, 1957), however, Sutton's equation gave results considerably different from those obtained by the energy-budget method.

In addition to testing various mass-transfer equations, studies were made to determine whether a critical wind speed exists for boundary-layer processes and to determine the roughness parameter for the lake. An analysis of some 23,000 wind profiles over the lake indicated that the wind speed varied logarithmically with height between 2 and 8 meters. The water surface was aerodynamically rough at all times, with no evidence of a critical wind speed. The value of the roughness parameter of the lake surface, which varied with wind speed, ranged from 0.58 to 1.15 cm.

To compute evaporation, a simple empirical equation using wind speed and vapor-pressure differences measured at the midlake barge, and water-budget evaporation data, was developed as follows:

$$E = 6.25 \times 10^{-4} u (e_o - e_a) \quad (1)$$

in which  $E$  = point evaporation in cm/3 hours

$u$  = wind speed at the 8-meter level in knots

$e_o$  = vapor pressure of saturated air in millibars at the temperature of the water surface

$e_a$  = vapor pressure of the air in millibars

Although the equation was useful for Lake Hefner, there was no assurance that the constant of proportionality ( $6.25 \times 10^{-4}$ ) computed from the Lake Hefner data would apply to any other lake. This equation was later tested at Lake Mead (Harbeck and others, 1958), a much larger lake. On an annual basis the results agreed within 5 percent with those obtained by the energy-budget method.

#### ENERGY-BUDGET STUDIES

The energy budget for a reservoir may be expressed as follows :

$$Q_s - Q_r + Q_a - Q_{ar} - Q_{bs} + Q_v - Q_e - Q_h - Q_w = Q_\delta$$

in which  $Q_s$  = solar radiation incident to the water surface

$Q_r$  = reflected solar radiation

$Q_a$  = incoming long-wave radiation from the atmosphere

$Q_{ar}$  = reflected long-wave radiation

$Q_{bs}$  = long-wave radiation emitted by the body of water

$Q_v$  = net energy advected into the body of water

$Q_e$  = energy utilized by evaporation

$Q_h$  = energy conducted from the body of water as sensible heat

$Q_w$  = energy advected by the evaporated water

$Q_\delta$  = increase in energy stored in the body of water

Conduction of energy through the bottom, heating due to chemical and biological processes, and transformation of kinetic energy into thermal energy are neglected because of their small magnitude.

Solar radiation ( $Q_s$ ) and reflected solar radiation ( $Q_r$ ), respectively, were measured using Eppley pyrheliometers. A Gier and Dunkle flat-plate radiometer was used to measure total incoming radiation, both solar and atmospheric ( $Q_s + Q_a$ ), and atmospheric radiation,  $Q_a$ , was computed by subtracting  $Q_s$  as measured with the Eppley pyrheliometer. Laboratory studies made by the University of California indicated that the emissivity of water is  $0.970 \pm 0.005$ . Accordingly,  $Q_{bs}$ , the long-wave radiation from the body of water was computed using the Stefan-Boltzman formula with an emissivity of 0.970. The reflected atmospheric radiation ( $Q_{ar}$ ), was computed as 0.030 times the atmospheric radiation.  $Q_v$ , the advected energy, was computed from measurements of volumes and temperatures of inflowing and outflowing water.



It was not considered practical to make direct measurements of  $Q_h$ , the energy conducted to the atmosphere, which was therefore expressed in terms of  $Q_e$  using the Bowen ratio.  $Q_w$ , the energy carried away by the evaporated water, was also expressed in terms of  $Q_e$ , because it is directly proportional to the amount of evaporated water.  $Q_8$ , the increase in energy storage, was computed from periodic thermal surveys of the lake, during which the variation of temperature with depth was measured at 26 points. Thus the energy-budget equation could be solved for  $Q_e$ , the energy utilized for evaporation, and it was necessary only to divide by the latent heat of vaporization to obtain the volume of evaporated water.

The energy-budget equation proved to be satisfactory for computing evaporation from Lake Hefner for periods of 7 days or longer. The primary limitation on the accuracy of the method, for short periods of time, was the evaluation of changes in energy storage. The minimum period for which changes in energy storage can be determined with sufficient accuracy is shorter for shallow lakes than for deep lakes.

A new instrument tested at Lake Hefner was the Cummings Radiation Integrator (CRI), which is a pan of water heavily insulated to minimize heat transfer through the sides and bottom of the pan. It is not used as a direct indicator of lake evaporation, but rather as an instrument to measure net long- and short-wave radiation received. The basic assumption is that the net energy received by the water in the pan which is located on the shore of the lake is the same as that received by the lake. For very short periods of time this assumption may be incorrect because of transient cloud effects, but for a period as long as a week the assumption seems reasonable. Evaporation from the CRI is measured. Other data required to compute all items in the energy-budget equation for the pan, except the net incoming radiation ( $Q_s - Q_r + Q_a - Q_{ar}$ ), are obtained. The energy-budget equation for the CRI is solved for the net incoming radiation, which is then used in the energy-budget equation from the lake to compute evaporation from the lake. The tests of the CRI at Lake Hefner indicated that it appeared to be a satisfactory substitute for the more expensive flat-plate radiometer and pyrheliometer. Further tests at Lake Mead (Harbeck and others, 1958) confirmed these findings. A slight seasonal bias in the computed figures of net radiation was noted, however, presumably owing to deficiencies in instrumental design.

#### STUDIES OF PAN AND LAKE EVAPORATION

The objectives of the studies of pan and lake evaporation at Lake Hefner were to: (1) Obtain further information on the relative evaporation from various types of pans, (2) investigate the reliability of the pan-coefficients approach for estimating monthly and annual lake evaporation, and (3) derive a more reliable procedure for estimating lake evaporation from pan evaporation and related meteorological data normally collected by the Weather Bureau in its established observational programs.

Three separate pan installations were maintained at Lake Hefner, one on the south shore of the lake, another on the southwest shore, and the third on the northeast shore. Class A pans, the generally accepted standard in the United States, having a diameter of 4 feet, a depth of 10 inches, and mounted on a wooden platform, were used at each site. One Class A pan was placed at the southwest site, and two at the northeast site, one in a standard enclosure, the other more openly exposed to test the effect of obstructions such as instrument shelter and rain gage on observed evaporation. At the south shore installation a Class A pan was observed in comparison with other types of pans, including (1) a sunken screened pan, 2 feet in diameter, 3 feet deep, and covered with a 1/4 inch mesh screen; (2) a Colorado sunken pan,



3 feet square and 2 feet deep; and (3) a Bureau of Plant Industry pan, 6 feet in diameter and 2 feet deep. The water level in each of the pans was observed with a hook gage calibrated to thousandths of an inch. Records of water-surface temperature and wind speed were obtained.

Evaporation from the various pans was compared with water-budget evaporation. Annual pan coefficients for the various types of pans at Lake Hefner were as follows:

|                          |      |
|--------------------------|------|
| Class A                  | 0.69 |
| Bureau of Plant Industry | .91  |
| Colorado                 | .83  |
| Screened                 | .91  |

Monthly pan coefficients displayed a marked seasonal variation, principally because the temperature change of the lake lagged behind that of the pan, owing to the different heat capacities of the two bodies. An equation was developed using a combined energy-budget and mass-transfer approach to permit estimation of pan evaporation on the basis of temperature, solar radiation, dewpoint, and wind speed.

#### BASIC DATA

One of the primary objectives of the Lake Hefner study was to obtain basic data for publication. Although it was planned that the analysis of data made by scientists and engineers of the collaborating agencies should be thorough, it was recognized that no one group of analysts could hope to abstract all possible information from the vast quantity of data collected. By making these data available, it was hoped that others studying evaporation might utilize them to the benefit of all concerned. The basic data were published in U. S. Geological Survey Professional Paper 270 (1954).

The published water-budget data are on a daily basis, and consist of records of daily changes in stage at each of the four stage gages, average surface area, change in content, inflow, outflow, and evaporation. The relative accuracy of each daily figure of evaporation is shown. A monthly summary, which includes the adjustment for thermal expansion, is given. Tables of mean lake stage and average contents, and of the various components of total inflow and outflow are shown. Daily and storm rainfall at each of the 22 rain gages are listed.

Three-hour and daily averages of the mass-transfer data are presented. It was not considered practical to publish the half-hourly data; punchcards containing these data are available, if needed. Wet- and dry-bulb temperatures and wind speeds at four levels, plus water-surface temperatures, are given for each of the four meteorological stations. The most frequent wind direction at the barge station in midlake is also listed.

Daily mean values of the various radiation items in the energy budget (solar radiation, reflected solar radiation, and atmospheric radiation) are shown. Although the half-hourly data were used in the energy-budget computations because of the large short-period fluctuations in some items, it was not considered practical to publish them, and only daily means are given. Data from the thermal surveys of the lake are also present. The basic data for the CRI studies are listed.

The evaporation-pan data consist of daily evaporation from each of the seven pans; daily maximum and minimum water temperature in each pan; daily wind movement past the Class A pans; and daily maximum and minimum air temperature at each of the three separate stations.

## SUMMARY AND CONCLUSIONS

Evaporation from Lake Hefner was determined by the water-budget method. Errors in the water budget did not exceed 5 percent of the monthly evaporation. Sixty-two percent of the daily water-budget figures of evaporation were sufficiently accurate to provide a check against estimates of daily evaporation by mass-transfer and energy-budget theories.

Only two of the many mass-transfer equations tested were adequate for predicting daily evaporation with sufficient accuracy to be generally useful. One of these later proved to be inadequate when tested on a larger lake. A simple empirical equation was developed from the Lake Hefner data, and was found to give good results at another lake.

The energy-budget equation was satisfactory for computing evaporation from Lake Hefner for periods of 7 days or more. It can be used on any lake providing that the advected energy term can be determined with sufficient accuracy. The primary limitation on the accuracy of the method for short periods of time is the evaluation of the change in energy storage. The Cummings Radiation Integrator (CRI) seems to be a satisfactory instrument for measuring net radiation received.

Annual pan-to-lake coefficients determined from studies of evaporation from four types of evaporation pans were reasonably consistent with previous values. A pronounced seasonal variation in pan coefficients was observed.

The second objective of the Lake Hefner studies, the development of a method for predicting evaporation losses from reservoirs as yet unbuilt, was not reached. It was soon recognized that the necessary data were not now generally available. It was recommended that the present program for the collection of water-temperature data in lakes, reservoirs, and streams be expanded, and that meteorological data be obtained at proposed reservoir sites. This information would be useful in predicting the thermal structure in a projected reservoir, and the quantities of advected energy to be expected.

## BIBLIOGRAPHY

- ANDERSON, E. R., ANDERSON, L. J., and MARCIANO, J. J., 1950, A review of evaporation theory and development of instrumentation: U. S. Navy Electronics Laboratory Rept. 159.
- HARBECK, G. E., and others, 1951, Utility of selected western lakes and reservoirs for water-loss studies: U. S. Geol. Survey Circ. 103.
- HARBECK, G. E., KOHLER, M. A., KOBERG, G. E., and others, 1958, Water-loss investigations: Lake Mead studies: U. S. Geol. Survey Prof. Paper 298.
- SUTTON, O. G., 1949, The application to micrometeorology of the theory of turbulent flow over rough surfaces: Royal Meteorological Society, *Quarterly Journal*, v. 75, no. 326.
- SVERDRUP, H. U., 1937, On the evaporation from the oceans: *Journal Marine Research*, v. 1, no. 1, pp. 3-14.
- THORNTWHAITE, C. W., and HOLZMAN, B., 1939, The determination of evaporation from land and water surfaces: *Monthly Weather Review*, v. 67, pp. 4-11.

# PROBLEMS RAISED BY THE OPERATION OF, AND THE RESULTS FROM, A SMALL NETWORK OF BRITISH EVAPORATION MEASURING STATIONS

F. H. W. GREEN

*Nature Conservancy (Great Britain)*

Paper submitted to the Toronto Assembly of the International Union of Geodesy and Geophysics (Association of Scientific Hydrology), September 1957

## SUMMARY

An attempt has been made, with the aid of a simple version of the apparatus and technique developed by Thornthwaite, to obtain «standardized» measurements of potential evaporation (or «evapotranspiration») at a number of places in Great Britain—mainly in Scotland—which have significantly different climatic regimes. The experiment has, on the whole, given satisfactory results. Some operating problems have arisen, some of which have been largely solved, while others present some interesting queries. Both the discrepancies and the problems, including the following, are briefly discussed in the Paper:—

1. The apparently systematic regional differences in potential evaporation, lending support to the belief that this climatic factor has a precise meaning, apart from differences due to local surface variations; it could thus have a «standard» value for a station comparable to its «standard» screen temperatures.

2. Although there is general agreement between the observed values of potential evaporation and those computed by Penman's and Thornthwaite's formulae, there are some interesting and significant differences.

3. The application of a factor to allow for «over-exposure» of the apparatus in dry weather.

4. The problem of «negative values» of evaporation.

5. The practical application of the potential evaporation concept to water budgets.

Although it is discussed in the second part, the first and main part of this Paper assumes acceptance of the concept of potential evaporation (or, in Thornthwaite's terminology «evapotranspiration»). The first part is concerned with the experience gained in making measurements of this climatic factor, with a simple apparatus adapted from that used by Thornthwaite originally at Seabrook Farms, New Jersey, U.S.A.

The particular simple version of the apparatus which has been used by the Nature Conservancy in Great Britain, has been described in several places, such as by the writer in the *Journal of the Institution of Water Engineers*, August 1956, and is illustrated in Figure 1. The «field tank» is filled with soil, with a small amount of gravel at the bottom, solely to assist in keeping the outlet free. The surface is covered with vegetation, usually turf, as nearly as possible identical with the surroundings (so that the tank is not «over-exposed») and the rim of the tank protrudes upwards only sufficiently to prevent water from the surroundings running into the tank.

The soil and vegetation in the tank are kept moist by natural rainfall (which is measured in an adjoining rain-gauge) and, when that is insufficient, by the daily sprinkling of a known additional quantity of water. The amount percolated is measured daily in the bucket, and the difference between input and output gives the evaporation loss—the *potential* evaporation, since the moisture is maintained near «field capacity» in the tank. There is a time-lag in percolation, but by taking means—say, of five days at a time—this factor is evened out, and results presented for calendar

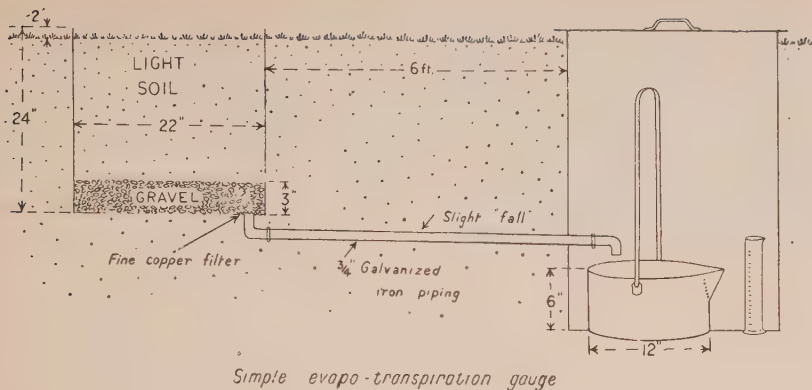


Fig. 1

months can be considered safe. The daily measurements had, for practical reasons, all to be made at 0900 Greenwich Mean Time, i.e. some minutes earlier than 0900 local time at all the places concerned.

The first observations were started at Achnagoichan, Rothiemurchus (approx. lat.  $57^{\circ} 9' N$ ; long.  $3^{\circ} 47' W.$ ) at a height of almost exactly 1,000 feet above sea-level, in an intermontane basin of about 100 square miles extent, in the Eastern Highlands of Scotland; the surrounding summits rise to about 4,000 feet. The readings for this station in 1956 are given in Table 1, where line (a) shows the monthly figures obtained before any adjustments had been made. Line (b) indicates certain adjustments made for time-lag due to freezing and thawing, and to occasions when heavy rainfall occurred at the end of a calendar month; the adjustments consist solely of transferring part of the total for one calendar month to that of the next month, thus eliminating irregular rises and falls, through the year, due solely to the time unit used. Line (c), however, incorporates adjustments deemed necessary because of lack of irrigation of the areas surrounding the field tank in dry weather. These adjustments are believed to have been applied to such measurements for the first time, and the evidence so far is that they are successful in overcoming the bugbear of having to irrigate a large area—which may be impracticable. They are therefore discussed at some length in the succeeding paragraph.

In dry weather, that is to say when the surface surrounding the tank is dry and potential evaporation exceeds rainfall, the surface of the tank becomes temporarily «over-exposed.» An extreme case of this was at Achnagoichan in August, 1955, when the unadjusted potential evaporation was no less than 7.1 inches. Sir Graham Sutton has studied from first principles and from wind tunnel experiments, the evaporation from a completely moist surface separated by a sharp dividing line from a completely dry surface. He found that it is proportional to a fractional power of the downwind dimension of the evaporating surface. In the case of a circular area the mean evaporation will be proportional to the 1.88 power of the radius. If this hypothesis is indeed valid for comparisons over so large a range of area, it can be shown that if the radius is increased to more than about 200 yards, little further difference is caused to the amount of evaporation of a unit area in the centre; in fact, the difference is very significant only when the radius is less than 50 yards.

If «Sutton's ratio» were applied in respect of the total potential evaporation at Achnagoichan in August, 1955, the 7.1 inches would be reduced to 3.2 inches.

Since, however, it was not «dry» for the whole month, the ratio if applied only in respect of that part of the month which was «dry,» gives a figure of 4.0 inches. This is very close to the figure of 4.2 inches, computed by Thornthwaite's formula. Line (c) in Table 1 is the result of applying this ratio, wherever appropriate, during the year 1956. It was, except in May and part of June, a rather wet year, and it will be seen from Fig. 2. that Thornthwaite's formula gave readings in the summer considerably higher than those observed. Penman's formula gave figures near to those observed from April to June, but significantly lower from July to October. It is not claimed that this method of applying «Sutton's ratio» is the best that can be devised, but the results do seem most promising.

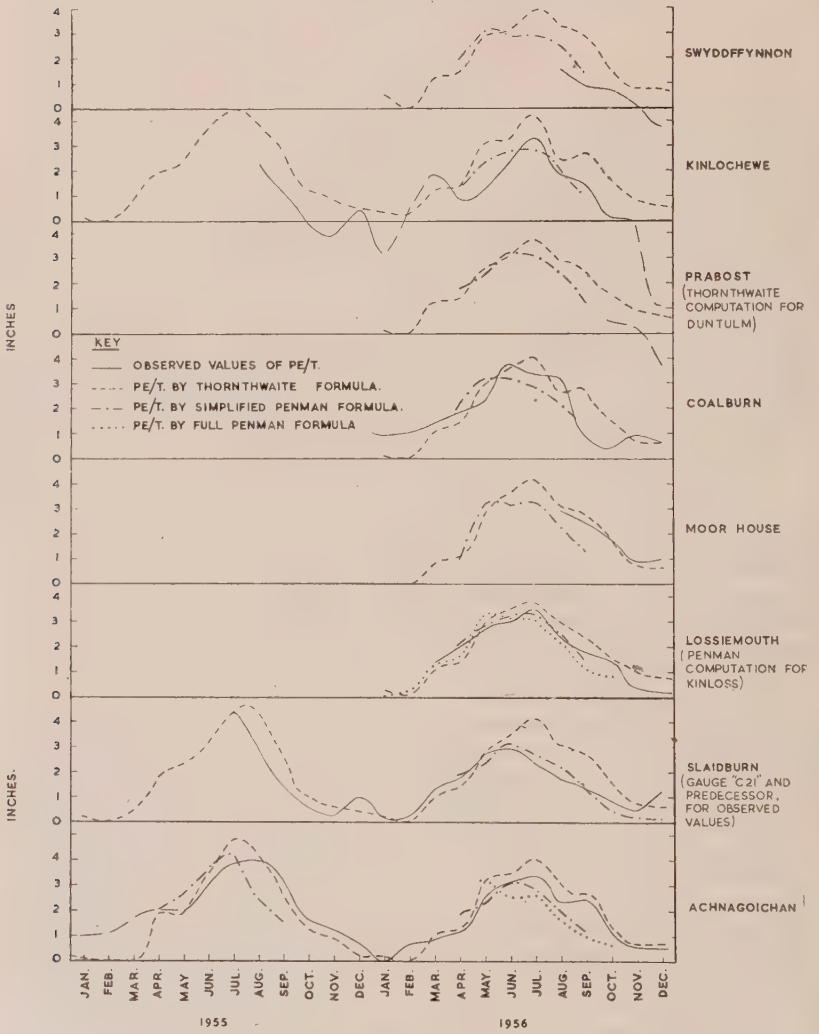


Fig. 2



Fig. 2 presents these figures in graphical form, together with those for the other stations in Great Britain. The Irish Meteorological Service started making similar observations at Valentia as early as 1952. Fig. 3 is a location diagram. In respect of comparison with Penman and Thornthwaite calculations, a study of all these graphs suggests the following points:—



Fig. 3

In most years, in the essentially «maritime» conditions in these islands, there is a tendency for Thornthwaite's formula to give higher values than Penman's except in spring, when, although the values are quite close, Penman's values sometimes exceed Thornthwaite's. The (adjusted) observed values cross and recross both computed values (see Fig. 2), but there are certain clearly recognisable tendencies: —

- 1 There is better agreement with Thornthwaite than with Penman at the more «continental» locations, particularly in the second half of the year.
- 2 There is in general better agreement with Penman in the first half of the year than the second.
- 3 there is in general better agreement with Thornthwaite in the second half of the year than the first.

It is suggested that these tendencies are partly explained by lack of allowance for heat-retaining capacity of the soil in Penman's formula and by Thornthwaite's formula being not essentially designed to cope with the seasonal vagaries of the weather at stations near the actual borders of ocean and landmass. The Valentia observations show that, at one single station, in more «continental» periods, such as mid-1955 to mid-1956, agreement with Thornthwaite is better than usual in the second half of the year, and poorer than usual in the first half; *vice versa* with Penman. During more «maritime» periods the position tends to be reversed.

At Kinlochewe, and, so far as observations go, also at Swyddffynnon and Prabost, the observed figures seem to be fairly consistently lower than the computed figures, but are nearly in agreement with Penman in the second half of the year.

Careful study of the daily values of potential evaporation in conjunction with the Daily Weather Report shows that there are definite correlations, as would indeed be expected, with the synoptic situation. Thus at Lossiemouth, potential evaporation rises generally with an off-shore air stream, and, as also at Achnagoichan, föhn effects can be traced. Winds from the west are often at Lossiemouth as effectively «off-shore» as southerly winds. In July 1956, while winds off the North Sea were prevailing, the daily values at Lossiemouth fell below those at Kinlochewe, while during westerly conditions, the reverse was the case. Considering the synoptic situation more closely it could be said that the greatest excess of daily potential evaporation at Lossiemouth over that at Kinlochewe occurs (a) in warm sectors, with westerly winds, and (b) when northern maritime air approaches as it often does, from a north-westerly direction, having crossed Sutherland and Caithness before the Moray Firth. These are of course precisely the conditions when the «orographic» element in rainfall causes the most marked rainfall differences between differently situated localities.

At Kinlochewe, at least in the summer, the potential evaporation is seen to be highest, amounting in July 1956 to well over one-tenth of an inch per day, when the wind was from the east or south-east. This is in inverse correlation with the rainfall amounts; midsummer 1956 was exceptionally wet at Achnagoichan and Lossiemouth, but not so at Kinlochewe or in Skye. At Prabost the potential evaporation in autumn was greater than at Kinlochewe. Wind speed itself may be the chief factor here, and some meaning is thereby put into the aphorism that it is high winds which make late harvests possible on the Atlantic seaboard.

Good correlation is to be expected generally between potential evaporation, and (1) sunshine and (2) mean temperatures. But there is some evidence of time-lag in spring and early summer in relation to sunshine. The signs of rather better correlation with mean temperature give some colour to Thornthwaite's contention that most other climatic factors are reflected in it, at least when one is considering averages over a period. The inverse correlations with humidity and with rainfall are fairly good but this is probably because both they and potential evaporation are influenced by the same synoptic factors and are not directly connected causally with each other.

There is some noticeable degree of correlation between potential evaporation and altitude and apart from the effect of altitude on other «normal» climate factors, lower air pressure may tend to raise evaporation.

In some sense it is surprising that so simple an apparatus appears to give results as good as they appear to be. There is clearly shown a regional differentiation between the different stations. The more «continental» sites all have, considering the year as a whole, higher values of potential evaporation, than the more «maritime» sites; this is so in spite of the fact that, although every effort has been made to choose sites which conform to the same kind of standard pattern as is expected of ordinary climatological stations, the vegetation cover and the topography of the immediate surroundings are by no means identical from station to station. This lends support to the belief that there is indeed a real standard potential evaporation value for a district; this may have wide local differences, due probably in the main to differences in aerodynamic roughness, but these must be balanced out over a few square miles; this is indeed true of other climatic elements.

A feature of the observations which seems relevant to this is the surprising succession of negative monthly values recorded in winter at the three most «maritime» western stations, two in north-west Scotland and one in Wales. For the winter of 1956-7, these are as follows:—

|              | Nov. | Dec. | Jan.   | Feb. | Mar. | Apr. |
|--------------|------|------|--------|------|------|------|
| Kinlochewe   | 0.0  | —3.4 | (?)0.0 | —0.2 | +0.3 | +1.5 |
| Prabost      | +0.3 | —1.3 | —2.7   | —0.7 | +1.5 | +2.0 |
| Swyddffynnon | +0.2 | —0.7 | —0.7   | —0.4 | +0.7 | +2.8 |

(Values in inches)

It cannot be pretended that these negatives can yet be adequately explained, but it is suggested that it may possibly be in part due to changes in water-holding capacity of the soil in the field-tank. According to this hypothesis some water which was observed in the spring and summer would run out in the winter; possible evidence for this is furnished by the fact that in *spring*, e.g.: in April 1956, proportionately less water appears to percolate through the field tanks at these places on days of heavy rain (or of added water) than on other days. It is as though the soil moisture storage was building up again. (It must not be overlooked, however, that this might be partly a vegetational feature; this needs to be checked by test with bare soil «field» tanks against the vegetated ones). The effect of this would be to give unexpectedly high potential evaporation figures at this time of the year, and that, e.g.: for Swyddffynnon in April 1957 does seem unexpectedly high. There have been no such marked contrasts between negatives in winter and high positives in spring at the eastern, more «continental» sites; it is true that there have been some high positive values in some spring months there, but they have been explicable in terms of dryness of the surroundings.\*

It should be mentioned in this connection that dew and hoar-frost may have caused some additional and unmeasured input of water, but it is difficult to believe that this factor could have accounted alone for such large negative readings.

A difficulty which has been experienced at Achnagoichan and Moor House, particularly the latter, in winter, is that associated with snowfall. Snow drifts, and

TABLE I

*Achnagoichan 1956*  
(Values in inches)

|                                     | Jan. | Feb. | Mar. | Apr. | May | June | July | Aug. | Sept. | Oct. | Nov. | Dec. | Year |
|-------------------------------------|------|------|------|------|-----|------|------|------|-------|------|------|------|------|
| Potential evapo-transpiration       |      |      |      |      |     |      |      |      |       |      |      |      |      |
| (a) as observed                     | 0.0  | 0.6  | 0.9  | 1.2  | 3.4 | 3.9  | 4.4  | 1.8  | 2.7   | 1.0  | 0.5  | 0.6  | 21.0 |
| (b) after adjusting for time-lag    | 0.0  | 0.6  | 0.9  | 1.2  | 3.4 | 3.9  | 3.4  | 2.8  | 2.5   | 1.2  | 0.5  | 0.6  | 21.0 |
| (c) after applying «Sutton's ratio» | 0.0  | 0.6  | 0.9  | 1.2  | 2.5 | 3.1  | 3.2  | 2.8  | 2.5   | 1.2  | 0.5  | 0.6  | 19.1 |

it is by no means certain that the measured precipitation represents what water got onto and eventually into, the fields tank. It seems most likely that it was this uncertainty which accounted for the high values (over 3 inches) for potential evaporation, at Moor House in some winter months of 1956-7; the input of  $H_2O$  was presumably overestimated.

The sprinkling of additional water has, except at Coalburn, always taken place at 0900 G.M.T., and it has been suggested that the hour would significantly affect the readings; there is no evidence yet that this has been so, and indeed the Coalburn 1500 G.M.T. watering suggests otherwise, but it is something which remains to be thoroughly tested.

It is beyond the scope of this paper to discuss at any length the practical applications of the potential evaporation concept in Great Britain; but a few words must be said on this subject. All are, of course, connected with the construction of a water budget in some shape or form, and this involves knowing what is the *actual* evaporation. So long as adequate water is available at the surface, roughly speaking when rainfall exceeds potential evaporation, the actual evaporation will be the same as the latter. When there is a deficiency of rainfall the actual evaporation will be diminished as compared with the potential, and the amount by which it is diminished will depend on several factors, of which the two most important would seem to be (a) the water-retaining and water-releasing properties of the soil or rock, and (b) the depth to which roots penetrate; (a) and (b) are often so intimately related that one is, over a wide range of soils, able to allow for them together by what in Penman's convenient terminology is called a «root constant.»

There is some disagreement as to whether plants in general continue or not to extract the same amount of water from the soil until wilting point is reached but, although they are germane to deciding on amounts of irrigation water, these disagreements do not seriously affect the main line of reasoning in constructing a water budget for the year.

When there is a real shortage of water, there is some evidence to show that the actual evaporation loss can be, in any one locality, about the same from quite different types of vegetation, so long as their «rooting depth» is about the same. For instance, in the dry month of August 1955, the difference between rainfall and run-off from the mainly grassed catchment area of Stocks Reservoir, Slaidburn, Yorkshire, was almost exactly the same as from a small spruce plantation nearby, the root depth being about the same, in shallow soil.

A number of measurements made from individual trees and small plantations have shown, in wet conditions, much higher water losses than the «standard» potential evaporation; but these have all been from «over-exposed» trees, and there is a lack of measurements in Great Britain from sites in large homogeneous woodland areas.

Individual trees, or trees in a small plantation are, like a small irrigated area in dry weather, clear instances of «over-exposure.» Less obvious cases of «over-exposure» are those associated with differences in aerodynamic roughness between quite extensive areas of different surface patterns, e.g.: a large woodland or plantation which is quite homogeneous in the forester's sense, is aerodynamically rougher than a large close-cropped area of turf. We do not yet know for certain whether the «standard» potential evaporation is exceeded in the one, or fallen short of in the second; nor, if such is indeed the case, how the differences can be reconciled with the energy balance hypothesis.

\*Subsequent investigation suggests that the negatives are partly accounted for by slight under-measurement of the amount of rainfall entering the field tanks in winter.



# WATER-BALANCE OF SAND-PLATEAU BETWEEN THE RIVERS DANUBE AND TISZA

K. UBELL.

*Research Institute for Water Resources, Budapest, Hungary.*

## SUMMARY

In research-station of 1,0 km<sup>2</sup>-s area on sand-plateau between the rivers Danube and Tisza, continuous observations have been made during six years to find out inter-annual variations of water-balance. Observation method has been considerably facilitated by the fact, that the run-off and subterranean flow-off practically do not exist,—which characterizes greatest part of the plateau. Monthly variations of water-balance are therefore characterized by only five factors. Three amongst them i.e. precipitation, surface and ground-water storage have been determined by direct observations and two factors remaining unknown i.e. evaporation and variation of soilmoisture by computation.

At computation relation of precipitation-total to rising of groundwater-table in winter semester has been considered, from which free pore-volume of soil and evaporation-total of winter semester can be derived. For estimation of evaporation, evaporating-capacity of air has been determined by measuring evaporation of unit (1 m<sup>2</sup>-s) water-surface.

Amongst flat-land regions of Hungary, the sand-plateau between valley-levels of rivers Danube and Tisza is one of the structurally and topographically most varied areas. Average height of sand-plateau above-levels of afore-mentioned two rivers is 50 m-s up to 60 m-s, which raises in northern and southern parts up till 70 m-s and even 100 m-s.

The plateau is geologically a pleistocene formation, covered by loess, loesse sand and by quick-sand. Greatest part of Hungarian plateau-area is covered by quick-sand. Yet only some parts of plateau are covered by real quick-sand, because many parts of quick-sand cover are fixed by natural and agricultural vegetation and by lime. Practically impervious ground stratum beneath quicksand layer is composed of silty and of clay layers.

In spite of topographical variability *this sand-plateau is one of the flat-land areas of which water-balance may be easily estimated owing to specific simplifying conditions.* Characteristics of this plateau are, that natural water-currents and surface run-off practically do not exist, and further that in most parts of it groundwater in- and outflow has not been observed. Therefore water-balance equation related to multi-annual average will be precipitation = evaporation.

*Experimental station of Research institute for WaterResources* is situated upon sand-hill of Nyiri-forest emerging somewhat from average level of sand plateau. It has been proved by detailed investigations, that afore-mentioned *simplifying conditions are entirely valid in whole area of experimental station.* These characteristics induced elaboration of a method, by which non measurable factors may be estimated by factors determined by direct measurings. This would enable estimation of monthly variations of water-balance.

Monthly variations of water-balance of this area may be characterized by following equation:

$$P = E + R_s + R_{gw} + R_m. \quad (1)$$

where:

- P = precipitation
- E = evaporation
- $R_s$  = surface storage
- $R_{gw}$  = groundwater storage
- $R_m$  = moisture in soil (top-layer).

To find out solution of this equation, continuous observations have been made during six years (1951-1956). Precipitation, groundwater storage and surface storage have been determined by direct measurements. On 1,0 km<sup>2</sup> area of experimental station precipitations have been measured by five ombrometers and variations of groundwater-table by 12 equally distributed observation-wells. The variations of groundwater-table observed in 12 wells showed differences of some cm-s, which is mainly due to depth-variations of the top-layer (240 cm-s up till 440 cm-s). Average annual variation of groundwater-table was observed between values of 63 cm-s and 81 cm-s. Monthly average variation of groundwater-table ( $\Delta h$  in cm-s) for whole experimental area, has been computed from readings of 12 observation-wells. To determine variations of groundwater storage from variations of groundwater-table the amount of free pore-volume ( $n_0$ ) of soil must be known. It has been proved by many berings and soil tests, that quick-sand of experimental area is practically a homogenous material, characterized by a very steep sieve curve—effective grain-size of 0.13 mm's and by total pore-volume  $n = 0.35 - 0.38$ . Free pore-volume of quick-sand has been determined by experimental lowering of groundwater-table and by relation between precipitation and variation of groundwater-table (See Fig. 1.). Its value varied between 0.249 and 0.211, from which average value 0.227 of free pore-volume has been determined. In Fig. 1 observed rising of groundwater-table in winter has been plotted,

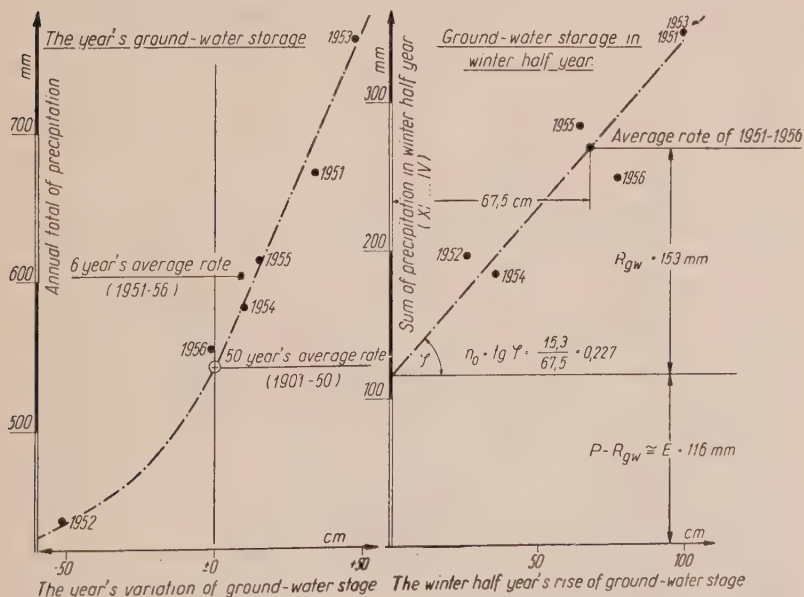


Fig. 1 — Annual and winter-semestrial variation of groundwater-table as function of annual and winter-semestrial precipitation-totals.

as function of precipitation-total of winter-semester. Dispersion of readings is small, wherefore determination of mean straight-line is also reliable. By means of latter the proportion of evaporation amount necessary for rising groundwater-table and less due to soil-moisture storage may be estimated. Slope of the mean straightline—which is proportion of amount of precipitation for groundwater-storage and of amount to raise groundwater-table—measures also free pore-volume of soil. This method has been applied with good results on all parts of Great Plane, where main factors of variation of groundwater-table are precipitation and evaporation. Dispersions observed in individual years are mainly due to distribution of precipitation and to present water stored in toplayer at the beginning of winter. These factors may be neglected in multi-annual averages.

Monthly groundwater storage in function of free pore-volume will be:

$$R_{gw} = 10 n_0 \Delta h \quad [\text{mm-s}] \quad (2)$$

Surface storage will only occur in winter-months in the form of ice and snow. This value will be determined with adequate precision by measuring soil-temperature, snow-depth and water-volume of snow.

Water-balance equation (1) includes still two unknown variables i.e. evaporation and variations of soil-moisture. It is known that no reliable method is available to measure these two factors. Measuring of evaporation is one of the most difficult problems of hydrologic research, which may only be solved by indirect methods i.e. generally by applying results of lysimeter-measurements and by aid of water-balance. In Hungary lysimeters are not available and data observed at foreign stations will not yield adequate results, because of inherent uncertainties. Therefore *a method has been searched for, by which relations between measurable factors may be applied to find out more reliable values corresponding to actual local conditions.*

Beside three factors of water-balance equation still other factors of considerable influence have been observed or measured. These are temperature of air and vapour-pressure, temperature of soil, wind-velocity and evaporation of water-surface of which average monthly, semestrial and annual values (1951-1956) have been assembled in Table 1.

When three factors are known, — equation (1) may be written as follows:

$$P - (R_s + R_{gw}) = (E + R_m) \quad (3)$$

Now the problem is to divide the total  $(E + R_m)$ . For this purpose following new method will be applied. Numerical example shown below includes computation of six years averages of unknown factors, yet this method may also be applied for estimation of water-balance of individual years.

*50 years average of annual total of precipitation in area of experimental station is 542 mm-s. This value is equal to multi-annual average of evaporation.*

During time-interval of investigation five annual totals of precipitation were greater than multi-annual average. Therefore rising of groundwater-table had been observed. Amount of rising during six years (from 1.XI. 1950 — 1.XI. 1956.) was 54 cm-s, when periodical variations of groundwater-table are neglected. This means, that for six years annual average rise of 9 cm-s may be accepted. Average of annual precipitation-total was 604 mm-s, from which 20 mm-s water column corresponding to rise of groundwater-table of 9 cm-s will be subtracted. *Consequently six years annual average of the sum  $(E + R_m)$  will be 584 mm-s.*

It will be assumed, that value of soil-moisture at beginning (1st Nov.) and at end (31st Oct.) of hydrological year is the same. This assumption is generally acceptable for individual years and entire similarity in case of multi-annual averages is acceptable according to investigations. Therefore *six-years average of evaporation* of 584 mm-s will be equal to sum  $(E + R_m)$ .

TABLE I  
Observed factors. Average of six-years (1951-1956)

| Factors  | Data of months |        |        |        |        |        |        |         |         |        |        | Winter<br>seme-<br>ter | Summer<br>seme-<br>ter | Annual |
|--|----------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|--------|--------|------------------------|------------------------|--------|
|  | XI             | XII    | I      | II     | III    | IV     | V      | VI      | VII     | VIII   | IX     | X                      |                        |        |
| Air temperature<br>$C^{\circ}$                               | + 5,4          | + 1,9  | -0,9   | -1,4   | + 4,3  | + 10,9 | + 15,4 | + 20,3  | + 21,5  | + 20,8 | + 16,7 | + 10,3                 | 3,4                    | 17,5   |
| Vapour pressure<br>Hg mm                                     | 5,6            | 4,6    | 3,8    | 3,6    | 4,6    | 6,2    | 8,8    | 12,0    | 12,3    | 12,3   | 10,3   | 7,4                    | 4,7                    | 10,5   |
| Vapour deficiency<br>»»                                      | 1,12           | 0,65   | 0,63   | 0,74   | 1,70   | 3,68   | 4,33   | 5,52    | 7,0     | 6,24   | 3,97   | 2,01                   | 1,42                   | 4,85   |
| Unit evaporation of water sur-<br>face (1,0 m <sup>2</sup> ) |                |        |        |        |        |        |        |         |         |        |        |                        |                        | 10,4   |
| (evaporating capacity) $E_o$ mm                              | 26,0           | 15,6   | 16,6   | 19,0   | 44,0   | 82,2   | 115,8  | 139,8   | 174,2   | 142,5  | 102,1  | 48,6                   | 203,4                  | 723,0  |
| Precipitation<br>P mm  | 53,8           | 55,2   | 39,6   | 42,1   | 35,1   | 42,8   | 78,8   | 75,1    | 58,7    | 59,5   | 27,3   | 36,0                   | 269                    | 335    |
| Variation of ground-water table<br>$\Delta h$ cm             | + 5,3          | + 12,6 | + 13,5 | + 7,0  | + 18,8 | + 10,4 | + 4,7  | - 13,6  | - 19,6  | - 15,2 | - 12,5 | - 2,3                  | + 67,3                 | - 58,3 |
| Groundwater storage<br>$R_{gw} = 10 n_o \Delta h$            | + 12,1         | + 28,5 | + 30,6 | + 15,9 | + 42,2 | + 23,5 | + 10,7 | - 30,9  | - 44,0  | - 34,5 | - 28,4 | - 5,3                  | + 152                  | - 132  |
| » $P - R_{gw}$   | + 41,7         | + 26,7 | + 9,0  | + 26,2 | - 7,1  | + 19,3 | + 68,1 | + 106,0 | + 102,7 | + 94,0 | + 55,7 | + 41,3                 | + 116                  | + 468  |
| Surface storage<br>$R_m$ mm                                  | + 2,4          | + 10,4 | + 23,2 |        |        |        |        |         |         |        |        |                        |                        |        |
|  | - 2,4          | - 10,4 | - 23,2 |        |        |        |        |         |         |        |        |                        |                        |        |

It will be still assumed, that amounts of soil-moisture at the beginning (1st Nov.) and at the end (30th April) of winter semester are also similar. In this respect greater differences have been observed, which are due to amount and distribution of precipitation. Yet with respect to multi-annual averages, this assumption is also acceptable. Applying this assumption by means of the relation between rise of groundwater-table and precipitation total of winter semester (See Fig.1), the evaporation total of winter-semester may be directly estimated. Intersection of mean straight line and of vertical axis gives *evaporation total of winter semester, which was 116 mm-s. Amount of evaporation of summer semester was 468 mm-s.*

After estimation of semestrial evaporation-totals, monthly evaporation has been estimated by two methods.

Division of evaporation-total of winter semester has been made by aid of evaporating capacity.

Computation of evaporating capacity is very difficult, being dependant of many factors. Even in case when all measurable meteorological factors will be considered, exact values will not result because of turbulent movement of air, which is of great influence and not measurable. Evaporation of free water-surface measured in tubs includes effect of all factors, wherefore it may be regarded to be the best method for estimation of evaporating capacity.

Evaporating capacity has been estimated by evaporation of water-surface of one m<sup>2</sup>-s area (See Table 1). Average annual total was 926 mm-s, that of winter-semester 203 and that of summer-semester 723 mm-s.

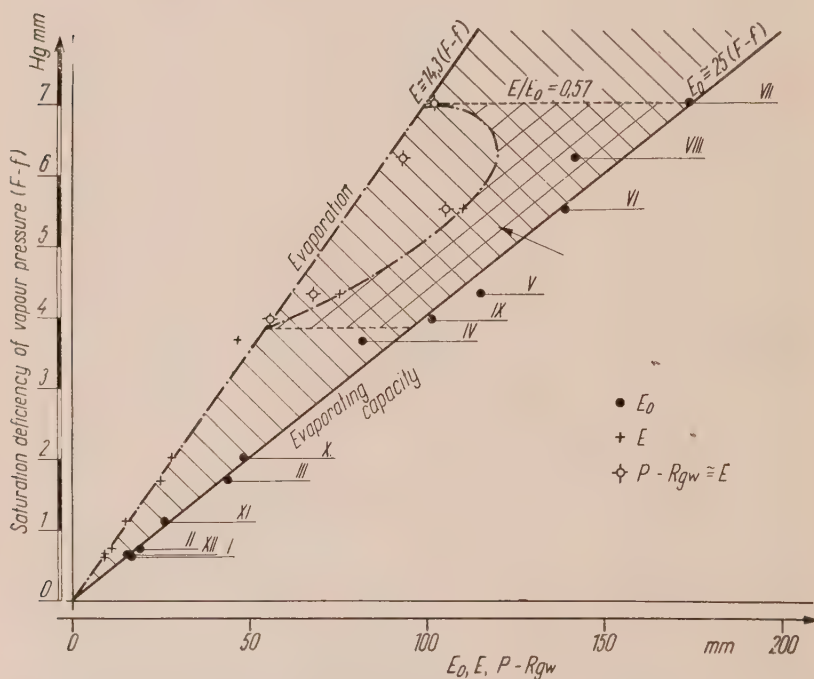


Fig. 2 — Average monthly evaporating capacity ( $E_0$ ) and evaporation ( $E$ ) as function of vapour deficiency ( $F-f$ ). Evaporation is greater in summer months (V., VI. and VII.), consequently proportion number  $E/E_0$  increases.



Evaporating capacity ( $E_o$ ) is in rather close relation with vapour-deficiency of air ( $F-f$ ). This relation may be estimated by approach formula

$$E_o = 25 (F-f) \frac{\text{month}}{\text{mm-s}} \quad (4)$$

when six-years monthly evaporation averages of  $1,0 \text{ m}^2\text{-s}$  water surface will be considered (See Fig. 2).

Amount of dispersion may be decreased, when wind-velocity also will be considered as third variable. If instead of vapour deficiency of air, effective vapour-pressure deficiency between the air and water surface ( $F'-f$ ) will be considered, the following relation will result:

$$E_o = (15,0 + 5,6 v) \cdot (F' - f) \left[ \frac{g}{\text{m}^2\text{hr}} \right] \quad (5)$$

where:  $v$  = wind velocity [m/sec].

When direct observations are not available, then approach values of evaporating-capacity may be computed by these formulae. Yet it will always be advisable to use results of direct observations, because all influencing factors cannot be considered in computation.

When six-years average values of evaporating capacity ( $E_o$ ) and of land-surface evaporation ( $E$ ) will be compared, then result shows, that former is much greater:

$$\text{Proportional number annual totals: } \frac{E}{E_o} = \frac{584}{926} = 0,63$$

$$\text{Of winter semester: } = \frac{116}{203} = 0,57$$

$$\text{Of summer semester: } = \frac{468}{723} = 0,647$$

*In winter-semester* generally enough moisture is available to ensure entire effect of evaporating-capacity. Decrease of it is due to local conditions i.e. mainly to character of soil-surface and to infiltration possibilities, and the rate of decrease in month of winter-semester may practically be accepted similar. *Monthly evaporation-totals of individual winter months have been computed by multiplication of semestrial proportional number with monthly values of evaporation-capacity.* Average monthly evaporating-values for winter-semester of six years interval may be estimated by following empirical relation:

$$E = 14,3 (F-f) \quad [\text{mm/month}] \quad (6)$$

Evaporation in individual months of summer semester depends to a great extent upon amount of precipitation and upon transpiring capacity of plants. In months during which sinking of groundwater has been observed — evaporation may be estimated by the total of precipitation and the decrease in stored groundwater. In July, August and September, when equal and continuous sinking of groundwater has been observed—the moisture content in top-layer does not vary considerably. In these months the evaporation-total may be estimated by difference of precipitation and of decrease of stored groundwater ( $P - (-R_{gw})$ ).

Evaporation of nine months is therefore already a known quantity. To estimate evaporation of remaining three months, values of mean monthly air-temperature of evaporating capacity and also sling-curves characterizing relation, of evaporation (See Fig. 3) have been used. These have been applied in such a way, that sum of already estimated monthly evaporation-totals and those assumed of remaining three

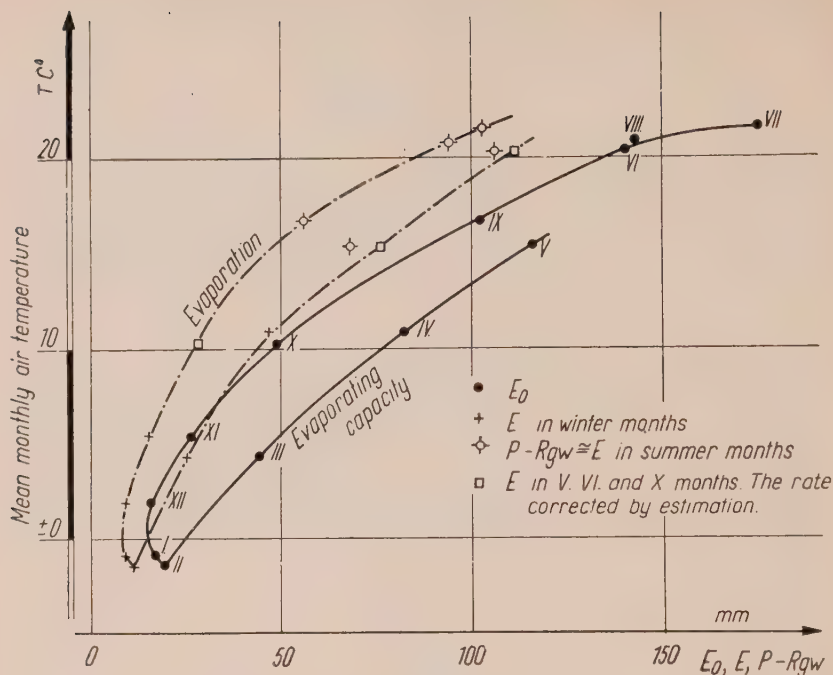


Fig. 3 — Monthly average of evaporating capacity ( $E^0$ ) and of evaporation ( $E$ ) as function of average monthly mean temperature.

months should be equal to previously determined semestrial and annual totals. Simultaneous application of both methods is justified by results, which proved that second method yielded evaporation of an intensity similar to that of winter months (See Fig. 2). Greater difference has only been observed in May and especially in June, which is due to much greater transpiration by plants.

When evaporation was already known — moisture content of soil has been computed by equation (1). Monthly semestrial and annual values of different factors have been compiled in Table II. Inter-annual distribution of water-balance is shown on Fig. 4.

By comparison of integration-curves of observed and of computed factors with totals of variables, continuity of process may be checked. Especially the qualitative and quantitative comparison of computed variation of soil moisture and measured variation of amount of stored groundwater related to each other will show whether the estimated balance is close to reality or not. Especially Fig. 5 shows the effect of previously stored amount of moisture upon lagging variation of groundwater storage. Continuous sinking of groundwater-table—generally starting in July—occurs, when moisture-content of top-layer will be minimum.

This method yielded adequate results, when applied to estimation of multi-annual averages. When individual years, characterized by greatly differing distributions of precipitation will be investigated, then result of the above computation must be corrected taking into account the abnormal distribution of precipitation. Correction will be eased by integration graph of Fig. 5.

TABLE II

*Annual trend of water-balance of groundwater experimental station «Komiłósi» of Research Institute of Water Resources  
Average of six-years (1951-1956)*

| Factors              | Data of months |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       |       | Winter<br>somes-<br>ter | Summer<br>somes-<br>ter | Annual |
|----------------------|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------------------------|-------------------------|--------|
|                      | XI             | XII   | I     | II    | III   | IV    | V     | VI    | VII   | VIII  | IX    | X     |                         |                         |        |
| Precipitation        | 53,8           | 55,2  | 39,6  | 42,1  | 35,1  | 42,8  | 78,8  | 75,1  | 58,7  | 59,5  | 27,3  | 36,0  | 269                     | 335                     | 604    |
| Surface storage      |                | +2,4  | +10,4 | +23,2 |       |       |       |       |       |       |       |       | 0                       | 0                       | 0      |
| Ground-water storage | +12,1          | +28,5 | +30,6 | +15,9 | +42,2 | +23,5 | +10,7 | -30,9 | -44,0 | -34,5 | -28,4 | -5,3  | +152                    | -132                    | +20    |
| E + R <sub>m</sub>   | 41,7           | 24,3  | 1,0   | 13,4  | 16,1  | 19,3  | 68,1  | 106,0 | 102,7 | 94,0  | 55,7  | 41,3  | 116                     | 468                     | 584    |
| Evaporation          | 15             | 9     | 9     | 11    | 25    | 47    | 76    | 111   | 103   | 94    | 56    | 28    | 116                     | 468                     | 584    |
| Moisture storage     | +26,7          | +15,3 | -8,0  | +2,4  | -8,9  | -27,7 | -7,9  | -5,0  | 0     | 0     | 0     | +13,3 |                         |                         |        |

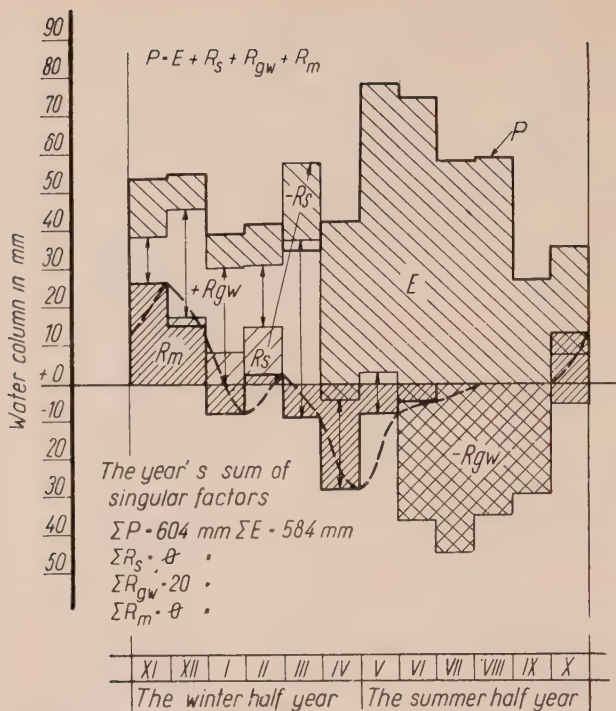


Fig. 4 — Annual trend of water-balance at experimental station Kecskemét of Research Institute of Water Resources (annual average of years 1951-1956).

Trend of water-balance in each year of investigated six-years time-interval has been separately estimated. Estimated evaporation totals of winter semester varies between 123 and 75 mm-s, and those of summer-semester between 554 and 413 mm-s. The average value determined from details, shows small difference compared to final result of afore explained method. Six-years average value of evaporation-total of winter-semester estimated from details is 110 mm-s. Difference of 6 mm-s is due to the fact, that in contrary to assumption the amount of soil-moisture in three last months of winter-semester was greater than at its beginning. (9 up-till 15 mm-s).

Evaporation of individual months of winter-semester was practically always the same as six-years average. Monthly evaporation-totals of summer-months showed greater variations, which was mainly due to varying amount of precipitations: Values were as follows:

|           |         |               |
|-----------|---------|---------------|
| May       | between | 32 — 100 mm-s |
| June      |         | 72 — 135 »    |
| July      |         | 51 — 138 »    |
| August    |         | 68 — 116 »    |
| September |         | 45 — 69 »     |
| October   |         | 15 — 73 »     |

Strict validity of derived water-balance equation is limited to experimental

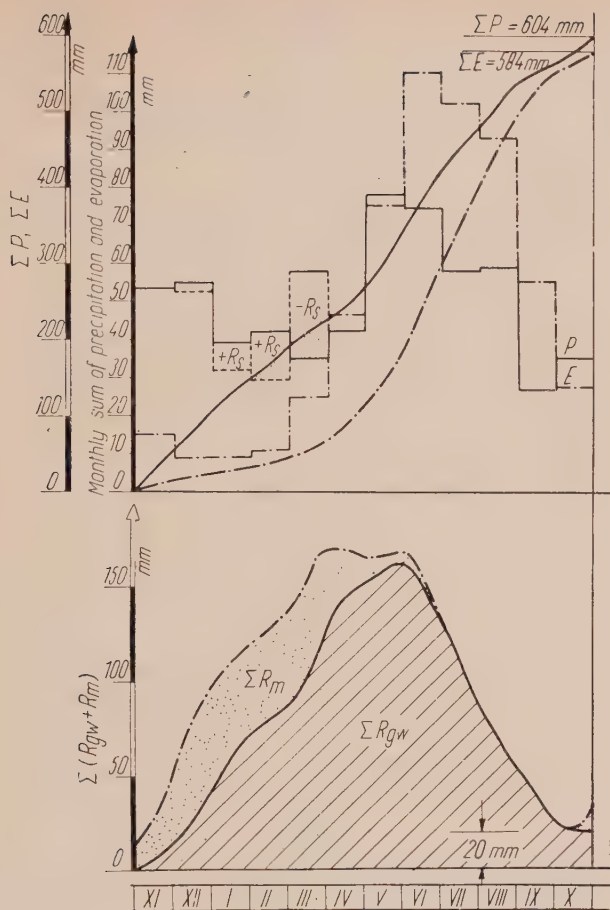


Fig. 5 — Integration curves of factors of water-balance equation.

station and close surrounding area. Trend of variation of factors and magnitude of quantitative values may be applied at all areas of sand plateau, which are characterized by afore-mentioned simplifying conditions. Smaller differences from computed values are due to different precipitations of areas and mainly to depth of groundwater table below ground-surface. In investigation-time average depth of groundwater-table of experimental station was 340 cm-s. In great part of sand plateau the ground-water-table was higher located i.e. at depths varying from 2,0 m-s up till 3,0 m-s and at some places even at depths smaller than 2,0 m-s. In depth from 2,0 m-s up till 4,0 m-s the variation of ground-water storage was comparable in whole extension of plateau. This value decreases in case of ground-water-table located at smaller depths, when the amount of stored moisture will also decrease because depth of top-layer will be smaller. As a consequence evaporation must increase.

In depths greater than 4,0 m-s variation of stored groundwater also decreases. Yet in this case amount of stored soil-moisture increases, because depth of top-layer will be greater.



# LA EVAPORACION EN LOS LAGOS NATURALES Y ARTIFICIALES

ING<sup>o</sup> CIVIL ADOLFO A. MARCHETTI. (\*)

El estudio de la evaporación tiene un significado económico transcendente en lo que se refiere a las obras públicas de aprovechamiento hidráulico, en particular las obras de embalse con grandes superficies libres.

La evaporación es considerada una pérdida mayor dentro del balance del ciclo hidrológico desde que resta una cantidad considerable de agua disponible proveniente de la precipitación.

De ahí nace, entonces, el interés del hidrólogo y del ingeniero hidráulico por conocer las leyes que la rigen y, especialmente, el régimen de producción de la evaporación los distintos meses del año, en los lugares de aplicación, aunque fuera con dierta aproximación.

Los estudios de evaporación son de carácter local, pero se admite que sus resultados puedan aplicarse en zonas de características climáticas y topográficas similares dadas las causas de orden meteorológico que la origina.

Las fórmulas en uso que permiten el cálculo de la evaporación de grandes superficies líquidas, son de diverso tipo y están basadas en el conocimiento de diversas variables (temperatura y humedad del aire, velocidad del viento, intensidad de la turbulencia de laire, energía radiante del sol, etc.), cuyos valores no pueden ser determinados a priori de una manera precisa, pues ellos dependen de la naturaleza del depósito, o bien, su medición exige aparatos demasiado complicados que no han podido tenerse a disposición en la mayor parte de las estaciones de observación.

Las fórmulas más útiles desde el punto de vista práctico para la previsión de la altura de la capa de agua evaporada sobre los lagos naturales y artificiales (embalses), son sin duda aquellas que consideran solamente la temperatura del aire -como variable independiente. — Resulta entonces que conviene utilizar éstas fórmulas simples aunque ellas conduzcan a resultados menos precisos.

Por este procedimiento puede aproximarse bastante bien a la determinación de los valores de altura de evaporación media sobre un período de tiempo suficientemente largo; estos valores podrían, en cierto sentido, ser considerados como normales.

Entre las fórmulas simples que dan la evaporación por mes, merece citarse la de Visentini, que tiene en cuenta directamente la temperatura del aire. — Tiene por expresión  $E = aT^b$  donde  $E$  representa la evaporación media del mes, expresada en mm.;  $T$ , la temperatura media del aire del mes en °C;  $a$ , un coeficiente de proporcionalidad que según Visentini es constante para todos los meses.

El valor de la constante  $a$ , se calcula utilizando los datos de observación durante un período de varios años en un solo depósito.

## APLICACION EN LA REPUBLICA ARGENTINA — FORMULA $E = aT^b$

Se expone a continuación un ensayo de aplicación de la fórmula  $E = aT^b$  para la República Argentina, tomando datos de un período de diez años correspondientes a tres estaciones de observación: Buenos Aires—Córdoba y Cipolletti (fig. 1). —

(\*) Director de los servicios técnicos meteorológicos de la Argentina.

Este período se estima de suficiente extensión para dar valores muy aproximados a la normal.

Los datos utilizados previenen del Archivo del Servicio Meteorológico Nacional y corresponden al período 1943-1952; fueron observados en los evaporímetros instalados en las estaciones mencionadas, consistente en tanques tipe «A» standard, de 1,22 m. de diámetro, reducidos luego aplicando el coeficiente de 0,70 propuesto en las Transactions de la American Society of Civil Engineers por un Comité de estudios (1934), para ser relacionados con la evaporación de los lagos. — En la tabla 1, se consignan esos datos con las temperaturas medias mensuales correspondientes.



Fig. 1

Los valores de alturas medias mensuales de evaporación reducidos  $E$  y las temperaturas medias mensuales correspondientes  $T$ , se han representados gráficamente en papel coordenadas logarítmicas notándose un agrupamiento más o menos

TABLA 1

Período 1943-1952

$E$  = Altura capa de evaporación en mm. media mensual. Reducida (0,70 de la observación).

$T$  = Temperatura media mensual °C.

| MESES      | BUENOS AIRES |         | CORDOBA  |         | CIPOLLETTI |         |
|------------|--------------|---------|----------|---------|------------|---------|
|            | E.<br>mm.    | T<br>°C | E<br>mm. | T<br>°C | E<br>mm.   | T<br>°C |
| ENERO      | 155          | 23,7    | 174      | 24.4    | 140        | 21.9    |
| FEBRERO    | 128          | 23.4    | 147      | 23.5    | 112        | 20.7    |
| MARZO      | 96           | 20.5    | 122      | 20.8    | 90         | 17.1    |
| ABRIL      | 60           | 17.2    | 84       | 17.5    | 62         | 13.2    |
| MAYO       | 47           | 14.3    | 63       | 14.9    | 38         | 9.3     |
| JUNIO      | 30           | 11.3    | 46       | 11.4    | 27         | 5.9     |
| JULIO      | 31           | 10.8    | 56       | 11.1    | 29         | 6.0     |
| AGOSTO     | 43           | 11.4    | 78       | 12.7    | 46         | 7.9     |
| SEPTIEMBRE | 66           | 14.0    | 109      | 15.7    | 69         | 11.4    |
| OCTUBRE    | 90           | 16.6    | 134      | 18.1    | 98         | 15.2    |
| NOVIEMBRE  | 123          | 19.7    | 166      | 21.0    | 125        | 18.7    |
| DICIEMBRE  | 152          | 22.2    | 185      | 23.6    | 139        | 21.3    |

regular en los puntos correspondientes lo que permite deducir las siguientes conclusiones :

1º. Existe una disposición de alineamiento bien marcada de los puntos correspondientes a cada semestre del año, lo que permite el trazado de dos rectas de aproximación con dispersión aceptable para el caso que se estudia, comprobándose así la posibilidad de establecer una relación del tipo propuesto. Una recta resultaría para el primer semestre y otra para el segundo. Esas rectas en papel logarítmico representan como se sabe, párabolas del tipo  $E = aT^b$  en el trazado cartesiano normal. Los coeficientes  $a$  y  $b$  se calculan sabiendo que  $\log. a$  es la ordenada al origen y  $b$  el coeficiente angular de la recta.

2º Estos resultados estarían de acuerdo con la fórmula de Visentini pero aplicables a semestres por separado cuya explicación debe buscarse en la influencia de los otros factores meteorológicos; viento y humedad.

3º Aparentement no existiría una verdadera relación entre la evaporación y la temperatura a lo largo de todo el año debido a la disparidad de los resultados, para un mismo valor de la temperatura; pero agrupando a los datos por semestre resulta nitidamente esa relación directa.

De ello se deduciría que en las estaciones estudiadas el regimen de viento y humedad que actúa en el segundo semestre es más activo que en el peimero, ateniéndonos a las causas que influyen en la evaporación ya enumeradas en este artículo.

En efecto, estudiandomlos valores de esos dos elementos meteorológico consignado en la Tabla 2, promedio de humedad y viento, correspondientes a los tres lugares considerados, obtenidos por observación durante el mismo peroido 1943-1952, resulta comprobado lo que se acaba de establecer. En los tres lugares, resultó ser

TABLA 2

Período 1943-1952

| SEMESTRE        | BUENOS AIRES |        | CORDOBA     |        | CIPOLLETTI  |        |
|-----------------|--------------|--------|-------------|--------|-------------|--------|
|                 | Humedad      | Viento | Humedad     | Viento | Humedad     | Viento |
|                 | relat.<br>%  | Km./h  | relat.<br>% | Km./h  | relat.<br>% | Km./h  |
| ENERO-JUNIO     | 74           | 10.2   | 64          | 7.5    | 62          | 6.2    |
| JULIO-DICIEMBRE | 72           | 11.6   | 56          | 8,8    | 54          | 7,7    |

la humedad relativa del segundo semestre menor que la humedad relativa del primero; así como también la velocidad del viento del segundo semestre mayor que la del primero; es decir, que ambos elementos están combinados en forma favorable como para que la evaporación, a igualdad de temperatura media mensual, sea mayor en el segundo semestre que en el primero.

Los resultados obtenidos se indican en el cuadro siguiente.

|               | Buenos Aires   | Córdoba             | Cipolletti                  |
|---------------|----------------|---------------------|-----------------------------|
| 1er. Semestre | $E = 0,24 T^2$ | $E = 0,58 T^{1.77}$ | $E = 2 T^{1.34}$            |
| 2º Semestre   | $E = 0,31 T^2$ | $E = 1,55 T^{1.56}$ | $E = 1.55 \cdot 3 T^{1.28}$ |

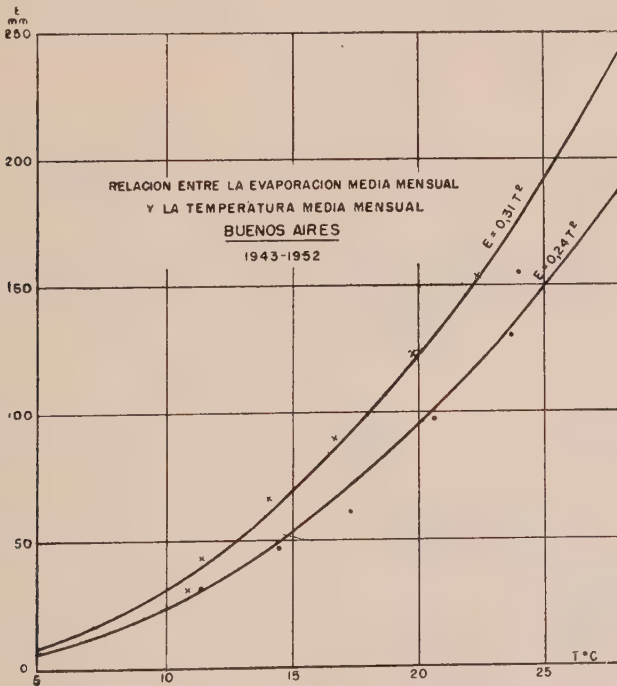


Fig. 2

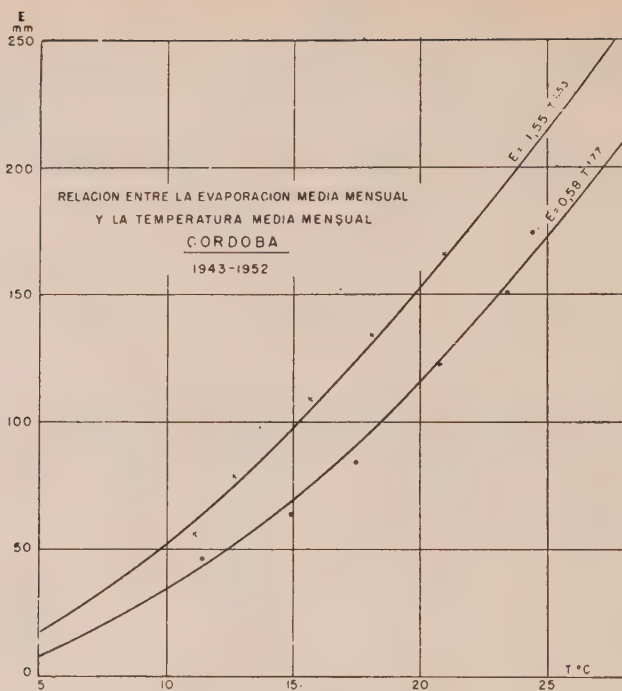


Fig. 3

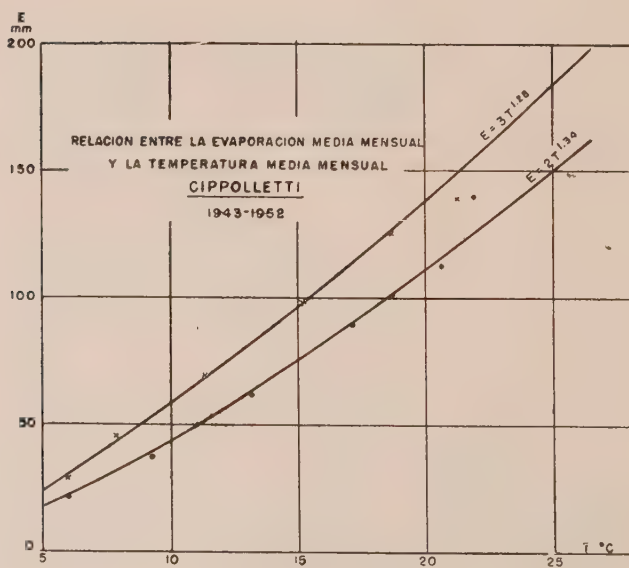


Fig. 4



Las figuras 2,3 y 4 representan los gráficos de estas relaciones con la indicación de los puntos correspondientes de observación.

Conviene señalar que las fórmulas en cuestión, no son aplicables para la temperatura muy baja, pues en estos casos resulta la evaporación muy reducida. Se observa que para  $E = 0$ ;  $T = 0$ , lo cual no es admisible, puesto que, como es sabido, en esas condiciones de temperatura se produce evaporación en las superficies libres.

El resultado de la presente aplicación, para una estimación probable de la evaporación en superficies libres, puede ser de alguna utilidad desde el punto de vista técnico, pudiendo utilizar sus resultados en la solución de múltiples problemas de la ingeniería hidráulica, hasta tanto se disponga de otras fórmulas más seguras y de fácil aplicación.

En el estado actual de los estudios de evaporación, no es posible obtener con una mayor precisión la estimación anticipada referente a la evaporación de grandes superficies de agua. — Por otra parte, en muchos casos no se estima necesario con fines de utilidad práctica, una estimación más aproximada para el conocimiento del problema que plantea la evaporación, pues el método en cuestión, permite formular soluciones aceptables.

### BIBLIOGRAFIA

ROMITO LUÍS — Actas Asamblea General de Roma 1954 — Asociación Internacional de Hidrología Científica — Tomo III — Pág. 118.

# HYDROPHYSICAL INVESTIGATIONS OF LAND WATERS

P. P. KUZMIN

The rapid development of hydraulic works, agriculture, transport and other branches of the national economy in the USSR makes great demands of the hydrology. The elaboration of hydrological calculation and prediction methods calls for the continuous improvement of our knowledge of nature waters—of water reservoirs and processes related to them, of water regime of different soils of arable lands and river basins.

Hydromechanical processes (currents, waves) and thermal processes related to the heat exchange between reservoirs and surroundings (cooling and heating, freezing and breaking up of reservoirs, melting of snow and ice, evaporation and condensation) are of greatest importance when studying reservoirs. These processes are examined in hydrophysics. The question of infiltration (percolation), evaporation from land and physical properties of water, snow and ice are closely associated with hydrophysics.

In this report only some questions of hydrophysics are studied and namely the evaporation from land and water surface, ice formation and snow melting occurring as a consequence of the heat exchange process and representing, in essence, transition of water from one aggregate condition to another. These questions are of great scientific and practical importance and occupy significant place in hydrophysical investigations.

## EVAPORATION

The network of hydrometeorological stations is widely used in the USSR for investigations of evaporation from land and water surface. The observations at the stations are carried out with an object to investigate evaporation laws in different physical and geographical conditions and to obtain evaporation records for water reservoirs, swamps, snow, soil covered with vegetation and bare, different crops, and other variety of land surface. In recent studies the main attention has been paid to the elaboration of methods of evaporation determination. Now the question may be considered as approximately solved in relation to the determination of evaporation from water surface.

The evaporation from water surface is determined by means of a formula

$$E = 0,15 n (1 + 0,72 W_2) (e_0 - e_2),$$

where  $E$  — evaporation in mm/month,

$W_2$  — wind velocity in m/sec at elevation 2 m above the water surface,

$e_2$  — air humidity in *mb* at elevation 2 m above the water surface,

$e_0$  — pressure of water vapor (*mb*) determined from the water surface temperature,

$n$  — number of days in a given month.

The formula is based on the records of hydrometeorological stations for evaporation reservoirs with an evaporating area of 100 and 20 m<sup>2</sup> and may be used for determination of evaporation from small water reservoirs assuming that the wind velocity, air temperature and humidity are changing not materially above the water surface when an air flow passes over it. When calculating evaporation from

small reservoirs the values  $W_2$  and  $e_2$  representative for reservoir surroundings and obtained at a nearest meteorological station must be included in the formula.

Detailed investigations of hydrometeorological regime and evaporation from large reservoirs allowing for the air transformation during its passage over a reservoir have shown that this formula can be used for calculation of evaporation from reservoirs of any size; the recent records for evaporation reservoirs gave the opportunity to correct the formula by way of replacing the multiplier 0.15 by the multiplier 0.13.

The usefulness of the formula for the estimation of evaporation from large reservoirs is ascertained by another method and namely by means of the comparison of values estimated by the formula with the values obtained by the water balance method for such large water surfaces as Caspian and Aral Seas and Sevang Lake.

When estimating evaporation from large water surface (of an area exceeding 100 ha or of length of wind travel over the water surface exceeding 1 km) the values  $W_2$ ,  $e_0$  and  $e_2$  representative for a given reservoir must be included in the formula; these values may be obtained from the records of meteorological observations carried out on vessels or other floating arrangement directly over the water surface of reservoir or may be estimated allowing for air flow transformation during its passage over the water surface.

As a result of theoretical and experimental investigations and records of hydrometeorological network the map of evaporation from water surface of reservoirs situated in European part of the USSR, Middle Asia and West Siberia has been prepared. The map shows the amount of evaporation from water reservoirs of defined size. For the use of this map for reservoirs of another size, the correction multipliers are given allowing for reservoir area and depth. The evaporation from water surface of reservoirs of middle size (depth 5 m, average length of wind travel over the water surface 10 km) for the European part of the USSR varies from north ( $\varphi = 64^\circ$ ) to south ( $\varphi = 48^\circ$ ) from 40 to 95 cm and in Middle Asia (Stalinabad) reaches 150-160 cm.

Different methods have been developed and applied for estimation of evaporation from soils in the USSR: the method of weighing of soil monoliths, the gradient method or the method of turbulent diffusion, the heat balance method, the method of water balance in soil layer of active moisture exchange and others.

The method of weighing of soil monolith becomes to be widely used in the hydrometeorological network. The evaporation  $E$  in mm is determined by means of the soil monolith from the weight difference ( $P_1 - P_2$ ) in grams, from rainfall  $x$  in mm and infiltration  $y$  in mm for a certain period of time by the formula

$$E = \frac{10}{S} (P_1 - P_2) + x - y,$$

where  $S$  — transverse section of a soil monolith. The soil evaporimeter, which has an area of 500 cm<sup>2</sup>, developed at the State Hydrological Institute, is used as a standard one in the network. The depth of the evaporimeter may be different being 50 cm for regions of excess and sufficient rainfall and 100 cm for arid regions. The evaporimeter enables to determine the transpiration and evaporation from soil between plant stems. The records obtained gave an opportunity to study the process of evaporation and transpiration from different arable lands, to find out a relationship between the transpiration and meteorological factors, a given crop, soil humidity and agrotechnical practice; they enabled to obtain an optimal regime of water consumption by different crops, required for a rich harvest.

The unique evaporimeter (lysimeter), the so-called Large Hydraulic Evaporimeter, has been developed at the Waldai Experimental station. The process of evaporation may be reliably recorded with an accuracy to 0.05 mm and the infiltration may be

measured with an accuracy to 0,01 mm by means of this evaporimeter. The soil monolith cut out of natural soil has an area of 5 m<sup>2</sup>, a depth of 2 m and weights about 20 tons. It is set into an iron case supported by a ring float which floats in water inside of a ring tank. The difference in weights of the soil monolith (evaporation) is indicated by the depth of immersion of the whole floating system. The evaporimeter gives the opportunity to investigate the soil evaporation process during a day with different kinds of crops; it may be used as a standard one for testing and calibrating of other evaporimeter.

The unique arrangement for measuring the evaporation from forest land developed at Waldai Experimental Station is a modification of the Large Hydraulic Evaporimeter. It consists of 4 hydraulic evaporimeters. The soil monolith of every evaporimeter has an area of 3 m<sup>2</sup> and a depth of 1,5 m with young trees growing on it. The arrangement enables to determine the total water consumption by the soil monolith and transpiration of a single tree and to examine the variation of the values involved during a day or a season.

The so-called Small Hydraulic Evaporimeter is based on the same principle of hydrostatic weighing. It is now included in the standard equipment of the basic stations of the hydrometeorological network. The small hydraulic evaporimeter has an area of 2000 cm<sup>2</sup> and a depth of 150 cm. It enables to measure the evaporation from arable fields and the infiltration with an accuracy to 0.1 mm. The large and small evaporimeters may be used also for rainfall measuring.

Side by side with the method of soil evaporimeters the gradient method or the method of turbulent diffusion becomes to be used in the hydrometeorological network. This method is based on the application of the semi-empirical formulas recently derived. By use of these formulas the upward flow of water vapor in the air layer nearest to the earth surface may be estimated from the wind velocity, air temperature and humidity at two different elevations above the evaporation surface.

According to this method the evaporation is found by means of the formula:

$$E = a \cdot K_1 \Delta e,$$

where E — evaporation intensity or flow of water vapor,

$\Delta e$  — difference of water vapor pressure at two elevations  $Z_1$  and  $Z_2$ .

$K_1$  — coefficient of turbulent exchange at elevation 1 m,

$a$  — coefficient dependent on elevations  $Z_1$  and  $Z_2$  and measures of  $\Delta e$  and  $K_1$ .

The determination of coefficient of turbulent exchange is the most difficult question in the gradient method. The coefficient depends both on the dynamical characteristics of air flow and the stratification of the atmosphere.

In the case of use of the standard meteorological instruments for gradient observations the evaporation may be determined by this method for a period of 5-10 days with an accuracy to 1 mm. The accuracy of the method might be increased but it necessitates the use of the special distance selfrecording instruments the development of which is now being in progress.

The heat balance method is a more difficult and complicated one as compared with the method described above. It is based on the definition of all factors of heat balance and requires the measurement of radiation balance by means of the actinometrical instruments, gradient observations and determination of heat flow in soil being carried out simultaneously.

According to this method the evaporation is determined from the equation of heat balance of active surface:

$$E = \frac{(R - B) \Delta e}{\Delta e + b \Delta \theta} \quad \text{mm/hour}$$



where  $R$  — radiation balance ( $\text{cal/cm}^2 \text{ min}$ ),  
 $B$  — heat flow into the soil expressed by the same measure,  
 $b$  — coefficient the value of which depends on measures of  $\Delta e$  and  $\Delta \theta$   
 (at  $\Delta \theta$  in  $^{\circ}\text{C}$  and  $\Delta e$  in  $\text{mb}$ ,  $b = 0,64$ ).

The method is used for evaporation determination from swamps, in scientific investigations and at the few specially equipped stations.

The water balance method uses the equation of water balance of soil layer of active moisture exchange having a depth  $Z$ :

$$E = (W_1 - W_2) + X - S - Y,$$

where  $E$  — evaporation for a given period of time,  
 $W_1$  and  $W_2$  — amounts of water held in the soil layer of depth  $Z$  at the beginning and at the end of the period of observation,  
 $X$  — total rainfall,  
 $S$  — surface runoff,  
 $Y$  — percolation into the underlying soil layers for the same period of time.

The great difficulty of determination of water exchange with underlying soil layers is a disadvantage of this method. Therefore the method is applicable for the determination of evaporation from land only in arid regions where the values of  $S$  and  $Y$  are small and may be neglected.

Side by side with the methods described above more simple methods are used in practice; they are based on the mass records of meteorological observations of rainfall and air temperature and humidity. The diagrams plotted for the determination of evaporation from air temperature in conditions of excess rainfall and from air temperature in conditions of excess rainfall and from air temperature and rainfall in any conditions of watering are included in the number of these methods.

The method of calculation of approximate monthly and yearly values of evaporation from a territory, on which a meteorological station is situated, has been developed at the State Hydrological Institute. These values are determined from mean monthly values of wind velocity, air temperature and humidity measured at 1, 7, 13 and 19 o'clock. The evaporation maps for regions of development of virgin and idle lands have been prepared by this method (North Kazakhstan, Altai Region, Lower Volga Region).

The method of calculation of elements of heat balance of earth surface developed at the Central Geophysical Observatory has been used for preparing maps of normal values of elements of earth heat balance. The map of heat losses due to evaporation has been prepared also by this method. Maps of monthly and yearly normal values of evaporation for European part of the USSR have been constructed by the heat balance method.

#### INVESTIGATIONS OF ICE FORMATION

Rivers, lakes and reservoirs are situated in quite different physical and geographical conditions in the USSR due to the huge territory occupied by the USSR. Their heat and ice conditions, therefore, represent a great variety. Observations of the elements of ice regime (dates of sludge and frazil ice formation, ice drift and ice standing<sup>(1)</sup>, freezing and breaking up, thickness of ice, etc.) are carried out at many

(1) Ice standing-presence of a stable ice cover over the surface of a water reservoir.



hydrometeorological stations in the USSR. The records of these observations have been published for wide use in the Hydrological Yearbooks. The organizations concerned are being informed on ice conditions and receive the predictions of dates of freezing and breaking up of reservoirs.

The theoretical and experimental investigations are carried out at the Research Institutes of the Hydrometeorological Service, the Academy of Sciences of the USSR and other organizations concerned. The investigations are directed on solving a wide range of questions of ice regime problem as stated below :

1. The theory of formation and growth of inner-water ice <sup>(2)</sup>, calculation of heat exchange elements, cooling and heat budget of reservoirs during period of ice formation;
2. Investigation and calculation of frazil ice formation;
3. Investigation of hydrodynamical and meteorological conditions of ice cover formation, calculation of the increase of the thickness of ice cover and its carrying capacity, prediction of maximum ice thickness;
4. Investigation and calculation of ice jams and gorges;
5. Elaboration of methods of prediction of ice conditions, dates of sludge and frazil ice formation, freezing and breaking up of rivers;
6. Investigation of physical and mechanical properties of ice in general and frazil ice in particular;
7. Development of methods of ice control at hydroelectrical plants and protection of hydraulic works against ice drift, statical and dynamical ice pressure.

The questions of reservoir cooling, inner-water ice formation and growth have been investigated at the state Hydrological Institute. V. Altberg suggested a theory accounting the inner-water ice formation in water flow and at the river bottom as being a result of increasing water heat conductivity in turbulent conditions. According to this theory the inner-water ice may be formed in a watercourse and reservoir only in conditions of supercooling of water below its freezing point and continuous removal of heat produced during crystallization period. V. MAKKAEEV developed the theory of mixing process in a turbulent flow of a free watercourse and was first who quantitatively appreciated the turbulent heat conductivity, the latter being of extremely great importance for the process of transfer of heat variations down into the watercourse and rate of inner-water ice formation. The works of V. ALTBERG and V. MAKKAEEV became to be a theoretical basis for subsequent development of investigations of ice and heat regimes.

When the principal assumptions (supercooling of water and removal of heat causing formation of primary ice crystals depends mainly on the factors promoting mechanical connection and freezing up of primary ice crystals, single ice particles and ice cakes. In a still or slowly flowing water a thin ice cover is formed; in a turbulent flow the inner-water ice is formed as frazil ice, bottom ice or ice growing on the objects immersed into the water.

The inner-water ice causes failures in the performance of hydroelectrical plants. For the control of inner-water ice the conditions of its formation are being studied and methods of calculation of heat losses from water surface and frazil ice discharge are being developed.

The observations of frazil ice discharge, water temperature and meteorological conditions of frazil ice formation are carried out at the hydrometeorological stations. The frazil ice discharge is obtained by means of determination of density of its drift

<sup>(2)</sup> Inner-water ice-different ice crystals (plate, round, lens-shaped and others) or their accumulation in form of a spongy nontransparent mass of ice, which is formed inside of the water (in a watercourse) and at the river bottom (bottom ice), a well as on the objects immersed into the water-cables, anchors (anchor ice), etc.

by sight and measurement of ice drift velocity and amount of ice per unit of area covered with frazil ice.

The heat loss from an open water surface is determined experimentally by a calorimetrical compensating method or it is computed from the actinometrical and meteorological records by means of the formula:

$$S = P + L E - R,$$

where  $P$  and  $L E$  — heat losses caused by turbulent convection and evaporation and  $R$  — radiation balance. A formulae based on the calorimetrical records is used for determination of the sum  $P + L E$ :

$$P + L E = 0,115 [(\theta_0 - \theta_1) + 1,63 (e_0 - e_1)] \cdot (1 + 0,3 w_1) \frac{\text{ton cal}}{\text{m}^2 \text{ day}}$$

where  $\theta_1$  and  $e_1$  — air temperature ( $^{\circ}\text{C}$ ) and humidity ( $mb$ ) at elevation 1 m,

$e_0$  — pressure of water vapor ( $mb$ ) determined from the temperature of water surface  $\theta_0$  and

$W_1$  — wind velocity at elevation 1 m/m/sec).

The frazil ice discharge in  $t/\text{sec}$  is determined from the relation  $N = \alpha abv$ , where  $\alpha$  — a fraction of river surface covered with frazil ice (density of frazil ice drift),

$a$  — ice weight per unit of area of frazil ice cover ( $\text{ton}/\text{m}^2$ ),

$b$  — river breadth (m) and

$v$  — velocity of frazil ice drift (m/sec).

The effect of the value of  $\alpha$  on the amount of forming frazil ice and its discharge is very great since as the process develops new areas become to be covered with frazil ice and the size of active area, in which the frazil ice is forming, decreases.

Records of intensity of frazil ice formation, of its discharge for the period of frazil ice drift are used for solving engineering problems, for instance—determination of size of an upper pool sufficient for frazil ice accumulation; design of frazil ice sluice; calculation of the position of ice edge in the beginning of ice cover formation on rivers; appreciation of conditions and magnitude of jams.

On many rivers the formation of inner-water ice occur on a large scale and often lead to ice jams resulting in winter floods. The methods of experimental investigations and calculation of ice jams have been developed at the State Hydrological Institute. The ice survey as well as observations of ice edge position and water level for determination of water surface slope are carried out on river stretches struck with an ice jam.

The water discharge capacity of a river channel and the magnitude of an ice jam may be estimated from the results of observations of water surface slope and hydraulic characteristics of the river channel occupied by the frazil ice. The relation between the increase of the water surface slope on the river stretch struck with an ice jam and the contraction of the river channel due to ice jam may be expressed by the equation

$$\frac{F_x}{F} = \left[ \frac{i_x}{i_0} \right]^{-0.3} \quad \text{where } F_x \text{ and } F \text{ — the area of transverse section of the river at the}$$

ice jam and ice cover and  $i_x$  and  $i_0$  — slopes in conditions of a jammed channel and a free one, respectively. By means of this relation the location and time of the utmost contraction of the river channel may be determined which is of great importance for ice jam control.

The investigations of physical properties of ice are also of great significance. Untill now only the physical properties of surface (crystalline) ice have been investigated. During recent time a distinct progress in investigations of some physical properties of frazil ice is obtained.

As a result of the investigations concerned the density of frazil ice in its accumulation and on ice jam site, its hydraulic size, as well as infiltration, radiation and heat properties of frazil ice are examined.

The results of observations of ice phenomena and informations on physical properties of ice are used for elaboration of methods of ice control. Thus, for instance, a method of special covering of the most affectable parts of hydraulic works is suggested, which is based on the selective capacity of anchor ice to be formed on objects submerged in the supercooled water.

Some materials (paints, bitumens, rubber) resist ice formation and can be used for protective covering.

A signalling apparatus based on the difference of electroconductivity of water and ice is developed which warns the staff of a hydroelectric plant of the inner-water ice formation in good time sufficient to take measures against freezing up of protective turbine grids. Many hydroelectric plants are now equipped with such apparatus.

## INVESTIGATIONS OF SNOW MELTING

The feeding of a river system by meltwaters in the spring and the extent of watering of cultivated fields much depend on snow melt intensity and on the size of active areas simultaneously affected by snow melting. The skill of the estimation of this event, of quantitative evaluation of intensity, duration and other characteristics of snow melt is of great value for national economy.

Systematic theoretical and experimental investigations of snow melt are carried out at the Research Institutes of the Hydrometeorological Service. Their task is to study laws of snow melt process and to obtain data for quantitative evaluation of the process in different physical and geographical conditions.

Some of the most important questions of snow melt are considered in this report: investigation of physical properties of snow cover; quantitative evaluation of snow melt characteristics from detailed records of observations of heat and water balance elements of snow melt; quantitative evaluation of snow melt characteristics from records of standard hydrometeorological observations in the network; the effect of forest on snow melt and quantitative evaluation of snow melt characteristics in condition of forest cover.

1. The radiation and water properties of snow cover are the most important ones in examination of snow melt process and water yield from snow. The coefficient of snow transparency, reflection and absorption of solar radiation are quite different for wet and dry snow. While the upper layer of dry snow of 10 cm depth absorbs 65% of solar radiation, the layer of wet snow of the same depth holds 97% of solar radiation. The depth of thawing of wet snow under the effect of solar radiation seems not to exceed 20 cm and practically is limited by the upper 10 cm layer. The depth of penetration of solar radiation for dry snow and its practically noticeable heat effect amounts 40-50 cm.

The snow begins to yield water when its maximum saturation is attained. The water holding capacity of different snow patterns is determined as a maximum humidity of snow after its full saturation with water and free percolation of excess of gravity water.

Fresh snow has the greatest water holding capacity; it can hold 55-35% of water of the total weight of wet snow at its initial density 0,13-0,21.

Coarse-grained snow has the least water holding capacity; at its initial density 0,39-0,45 it holds 25-15% of water.

2. The elaboration of methods of quantitative evaluation of snow melt characteristics and verification of theoretical assumptions is based on the heat and water balance of snow melt.

The quantity of melt water is determined by means of the heat balance method in accordance with the law of conservation of energy as a total amount of heat stored in snow pack from three heat sources: (1) advection  $\alpha \gamma w$  (including turbulent heat flow and heat from condensation and evaporation); (2) radiation heat exchange  $(I' + i)(1 - r) - R$  (radiation balance) and (3) heat exchange between snow cover and soil  $B$ .

The snow melt intensity, as determined by this method, is obtained from meteorological and actinometrical records by means of the formulae:

$$i = \alpha \gamma w + 7,5 [(I' + i)(1 - r) - R] + 7,5 B \frac{\text{mm}}{\text{hour}},$$

where  $a = 0,025$  for snow depth exceeding 10-20 cm

(in case of continuous snow cover) and

$a = 0,0375$  for snow depth less than 10-20 cm;

$\gamma = (\theta_2 - \theta_0) + 1,75 (e_2 - e_0)$ ;

$\theta_2$  — air temperature in °C at elevation 2 m above the snow surface;

$\theta_0$  — temperature of snow surface;

$e_2$  — pressure of water vapor at elevation 2 m in mb;

$e_0$  — maximum pressure of water vapor from the temperature of snow surface in mb;

$w$  — wind velocity at elevation of the weather-vane (10-12 m) in m/sec;

$(I' + i)$  — intensity of the total solar radiation (direct plus diffused) as obtained by means of pyranometer in cal/cm<sup>2</sup> min;

$r$  — reflection coefficient as obtained by means of the albedometer, in fractions of a unity;

$R$  — effective radiation of snow cover as determined with pyrogeometer in cal/cm<sup>2</sup> min;

$B$  — heat exchange between the snow cover and soil in cal/cm<sup>2</sup> min.

Experimental investigations of snow melt by means of the heat balance method gave an opportunity to calculate a snow melt diagram and its principal characteristics — mean and maximum hourly and daily snow melt intensity of different duration, dates of the beginning of snow melt ( $t_1$ ), dates of appearing of thawed patches over 2,5% of an area ( $t_2$ ), dates of disappearing of snow cover over 50% of an area ( $t_3$ ) and over 97,5% of an area ( $t_4$ ), duration of the three phases of snow melt ( $t_2 - t_1$ ), ( $t_3 - t_2$ ) and ( $t_4 - t_3$ ). The role and importance of the representative dates and phases of snow melt in total volume of meltwater are expressed by following data. The date  $t_3$  is a principal one. At this date 82% of total amount of snow pack has disappeared. In the average during the first phase ( $t_2 - t_1$ ), second phase ( $t_3 - t_2$ ) and third phase ( $t_4 - t_3$ ) 30,52 and 18% of the total water stored in snow pack at the beginning of thawing have disappeared respectively.

The determination of meltwater amount by means of the water balance method is based on the law of conservation of substance; it is obtained by means of the formula:

$$\sum m = (E_{t_1} - E_{t_2}) + (E_{t_2} - E_{t_3}) + \sum X_T + \sum f$$

where  $\sum m$  — meltwater amount for a time period ( $t_2 - t_1$ ), expressed in mm of water depth;



- $E_{t_1}$  and  $E_{t_2}$  — total amount of water stored in snow pack, in mm, as obtained from snow survey records over an area in observation at the beginning and at the end of the calculation interval;
- $(E_{t_2} - E_{t_1})$  — difference in amounts of liquid water (mm) of snow pack at the end and at the beginning of the calculation interval;
- $\Sigma X_T$  and  $\Sigma f$  — amount of snowfall and of evaporation from snow surface (with a negative sign) or condensation (with a positive sign) for the calculation interval.

The water balance method gives an opportunity to study snow melt by an experimental way over a small area in any conditions of topography and vegetation cover (under a forest cover, on a gully bottom, on a slope of any orientation and steepness, etc.). The experimental snow melt data obtained by means of the water balance method can be used for verification of theoretical assumptions and estimation of numeral values of parameters of the calculation formulas.

3. The formula for the approximate estimation of possible values of snow melt intensity based on records of meteorological observations of air temperature and humidity, wind velocity, total ( $N_T$ ) and lower ( $N_l$ ) cloudiness is:

$$m = b\gamma W + 0,125 [(Q' + q)_0 (1 - r) (1 - 0,14 N_T - 0,53 N_l) - 1440 \varepsilon \sigma T_0^4 + 1440 (0,62 + 0,05 \sqrt{e_2}) (1 + 0,12 N_T + 0,12 N_l) \cdot \varepsilon \sigma T_a^4],$$

where  $m$  = daily snow melt intensity (mm/day);

$b$  = 0,60 for snow depth exceeding 10-20 cm  
(with a continuous snow cover) and

$b$  = 0,90 for snow depth less than 10-20 cm;

$(Q' + q)_0$  — possible total solar radiation (direct plus diffused) in conditions cloudless sky (cal/cm<sup>2</sup> day);

$\varepsilon$  — blackness grade (for snow  $\varepsilon = 0.99$ );

$\sigma$  =  $8,26 \cdot 10^{-11}$  cal/cm<sup>2</sup> min grade;

$T_0 = 273 + \theta_0$ ;

$T_a = 273 + \theta_a$  and other symbols being the same.

The formula enables to plot a diagram of possible daily snow melt values for areas situated in an open plain territory and to prepare maps of distribution of daily snow melt values for every day of snow melt period; by means of these maps the sizes of active areas simultaneously affected by snow melt may be determined and the movement of front and rear of snow melt as well as dynamics of snow disappearance and runoff formation in a river basin for a given year may be followed. The verification of the formula by means of mass snow survey records has justified its use for days of snow melt intensity exceeding 3-5 mm/day.

The snow melt characteristics for past years have been obtained and the maps of snow melt duration and intensity for European part of the USSR have been prepared by means of this formula.

The snow melt values for European part of the USSR for single days of snow melt period amount maximum 75 mm/day; in the average for a season they do not exceed 20-40 mm/day and in the average for long-range period at the different sites of the territory they amount 9-15 mm/day.

4. The snow melt intensity under a forest cover depends on the density and kind of the vegetation cover. In a foliar forest (birch) with maximum density of vegetation cover the total amount of solar radiation received by a snow surface is decreased by a half, the wind velocity is decreased by five times and the snow melt intensity is decreased by a half as compared with an open field.



In a coniferous forest (fir and pine) with the increase of the density of vegetable cover from 0,1 to 1 the snow melt intensity is decreased by 4-5 times approximately.

When the investigations of the effect of the topography and forest cover on the snow melt are completed, the quantitative analysis of water yield process from snow pack and runoff in a river basin will be feasible and hence the snow survey records will be more extensively used in practice of hydrological calculations and predictions.

In conclusion it may be noticed that the theoretical principles and methods of determination of evaporation, ice formation and snow melt as stated here give an opportunity to solve practical problems of hydrological calculations and predictions, hydraulic development and agronomy on modern lines.

Among the methods of estimation of hydrophysical values mentioned here the most perspective and physically well-founded ones are methods based on the analysis of elements of balance of heat and moisture. The use of them, however, is connected with carrying out of complicated observations of balance elements and often involve technical difficulties.

Therefore, in practice, other methods are also used, more easy ones. Now the investigations are being in progress with the object to overcome the technical difficulties mentioned above and we may hope that in the nearest future the hydro-meteorological network of the USSR will possess the instruments and methods sufficiently improved to solve the problems raised.

# TABEL OF PROPOSED FORMULAE

$$E = 0,15 n (1 + 0,72 W_2) (e_0 - e_3)$$

$$E = \frac{10}{S} (P_1 - P_2) + x - y$$

$$E = aK_1 \Delta e$$

$$E = \frac{(R - B) \Delta e}{\Delta e + b \Delta \theta} \quad \frac{\text{mm}}{\text{hour}}$$

$$E = (W_1 - W_2) + X - S - Y$$

$$S = P + LE - R$$

$$P + LE = 0,115 [(\theta_0 - \theta_1) + 1,63 (e_0 - e_1)] (1 + 0,3 w_1) \frac{\text{ton cal}}{\text{m}^2 \text{ day}}$$

$$N = \alpha abv$$

$$\frac{F_x}{F} = \left( \frac{i_x}{i_0} \right)^{-0,3}$$

$$i = a\gamma w + 7,5 [(I' + i) (1 - r) - R] + 7,5 B \frac{\text{mm}}{\text{hour}}$$

$$\Sigma m = (E_{t1} - E_{t2}) + (E_{l't2} - E_{l,t1}) + \Sigma X_T + \Sigma f$$

$$m = b\gamma W + 0,125 [(Q' + q)_0 (1 - r) (1 - 0,14 N_t - 0,53 N_e) - 1440 \varepsilon \sigma T_0^4 + \\ + 1440 (0,62 + 0,05 e_2) (1 + 0,12 N_t + 0,12 N_e) \varepsilon \sigma T_a^4] \approx$$

# COMITÉ DE LA STANDARDISATION CARACTÉRISTIQUES HYDROLOGIQUES DES COURS D'EAU ET DE LEUR CADASTRE

SEANCE DU 13 SEPT. 1957 A 11 h.

*Présents :* G. TISON, Belgium; L. SERRA, France; A. VOLKER, Holland; W. ALLARD, Britain; M. SLIVITZKY, Canada; L. CARTIER, Canada; E. BERNIER, Canada; J. RODIER, France; M. PARDE, France; M.A. KOHLER, U.S.A.; G.W. ALEXANDER, Australia; R.N. WILSON, U.S.A.; C.L. WALKER, U.S.A.; L. GHERARDELLI, Italy; A.E. SCHWARZ, U.S.A.; F.K. NORING, Germany; G. NYBRANT, Sweden; P.O. WOLF, U.K.; W. FRIEDRICH, Germany; R. KELLER, Germany; R.C. CARTER, Canada; R. CLARK, Canada; W.M. BERRY, Canada; A.W. ROBINSON, U.S.A.; B. E. HARBECK jr., U.S.A.; TATE DALRYMPLE, U.S.A.; J. LAMBOR, Poland; M. GOLDSCHMIDT, Israel; W. LANGBEIN, U.S.A.; L.J. CHAPMAN, Canada; L.J. TISON, A.I.H.S.

La séance est ouverte à 11 h.

Le Secrétaire de l'Association, Prof. L.J. Tison, prend la parole pour exposer la situation du Comité qui devrait s'occuper de cette question. La décision de création de ce Comité date de l'Assemblée de Bruxelles en 1951 après la présentation d'un premier projet de M. Smetana. Le Secrétaire fut chargé à Bruxelles d'essayer d'obtenir certaines adhésions à ce Comité autour de M. Smetana. Pratiquement, les personnes sollicitées se refusèrent toutes et le Secrétaire se vit forcé de recourir à une solution préparatoire. Il sollicita les quatre pays riverains du Rhin de désigner chacun un représentant qui exposerait dans une étude particulière la façon dont il rassemblerait et présenterait les caractéristiques du Rhin. C'est ainsi que M. Bircher (Suisse), Serra (France), Friedrich (Allemagne) et Volker (Pays-Bas) présenterent à Rome 1954 quatre remarquables rapports qui furent publiés dans les Comptes-Rendus et

Rapports de cette Assemblée. La discussion qui suivit la présentation de ces rapports fut malheureusement assez confuse et aucune décision ne fut prise au sujet de la composition du Comité et de son travail.

Tout ce que le Secrétaire put faire pour la préparation de Toronto fut de laisser la question à l'ordre du jour en sollicitant des collaborations et des indications sur la façon d'obtenir quelques résultats positifs.

Il ne fut guère répondu à l'appel du Secrétaire et un seul rapport fut présenté, celui de M. Laszloffy que le secrétaire estime très remarquable mais que personne ne peut présenter à la place de son auteur, absent.

Le secrétaire se demande, si, devant la passivité de l'Association vis à vis de cette question, l'étude de celle-ci ne doit pas être abandonnée et il demande l'avis de l'Assemblée.

Il constate cependant que le travail d'un tel Comité rentre parmi ceux qui justifient le plus l'existence de l'Association qui ne peut se contenter d'être un organisme se réunissant tous les trois ans pour applaudir les rapports scientifiques présentés. Il est certain que des études du genre de celles demandées à ce Comité doivent être entreprises par l'Association si elle ne veut pas voir ce travail entrepris par d'autres. Une standardisation ou plutôt une codification des instruments, des mesures et des résultats des recherches sur les précipitations, des classifications de la neige, des avalanches, etc. sont entreprises par notre association. Certains de ces travaux sont achevés et adoptés par les organisations internationales.

L'Organisation Météorologique Mondiale chargée par les Nations Unies de coordonner ce qui se rapporte à l'utilisation de l'eau et qui s'est déclarée heureuse de collaborer avec notre association lui demandera sans aucun doute, l'un de ces jours, de lui présenter nos idées à ce sujet.

Ce serait donc avec une certaine désillusion et avec grand regret que le Secrétaire verrait l'Association se désintéresser du problème.

*Mr. Kohler.* I am wondering if all are clear concerning the place of W.M.O. in hydrologic work at the present time. The W.M.O. is planning a series of climatic maps which may include factors such as runoff. I know of no plans to prepare descriptions of the rivers and their hydrologic characteristics on a world-wide basis.

*M. Tison* est d'accord avec M. Kohler (avec qui il est heureux d'avoir travaillé au sein du groupe de travail de W.M.O.) pour ce qui est de la situation présente, mais il est évident que W.M.O. ne pourra se désintéresser de la question à l'avenir. A ce moment-là, nous devons être prêts à la collaboration et nous apporterions une aide des plus appréciables si nous pouvions mener à bonne fin le travail envisagé.

*Mr. Serra.* La standardisation des données hydrologiques et du Cadastre des grands cours d'eau intéresse certains organismes internationaux tels par exemple que les Commissions Economiques pour l'Europe, pour l'Extrême-orient, etc. de l'O.N.U.

La question préalable pourrait être la Suivante :

S'agit-il d'un travail « Scientifique » entrant dans le cadre des activités de l'Assoc. d'Hydrol. Scientifique?

Si on pense que la réponse est : non, nous pouvons laisser le travail aux organismes qui s'intéressent à la question.

Si c'est oui, on devrait faire le travail, mais dans ce cas, lorsque le Comité aura fait des Recommandations, quel pouvoir aura-t-il auprès des divers pays pour les faire appliquer?

*M. Tison* estime précisément que la collaboration avec l'Organisation Météorologique Mondiale permet de tranquilliser M. Serra au sujet des possibilités de mise en application.

*Mr. Allard* suggested that any examination of hydrological characteristics should be scientifically planned, to ensure an economy of effort and therefore a hope of success. He wished to see a system of sampling used as to the rivers of the world which are to be studied, large, medium and small, as well as (to begin with) a modest list of river characteristics. On such matters the Association could advise the W.M.O. usefully.

*M. Pardé* exprime l'opinion que la définition des données nécessaires pour caractériser le régime d'une rivière quelconque est une chose très simple et réalisable en quelques heures.

Une partie de l'assemblée est d'un avis contraire. *M. Pardé* maintient son opinion avec les correctifs suivants qui vont sans dire 1) Au lieu de quelques heures, on peut envisager quelques jours. 2) Il est bien entendu que le soin de fournir ces définitions ne peut être confié à une seule personne, dont les conseils devraient être acceptés sans discussion, mais à un comité.

*M. Tison* pense que les résultats ou plutôt le manque de résultats obtenus depuis 1951 par le Comité montre que l'entreprise n'est pas si aisée. Une seule personne peut aboutir en un temps très court, mais il faut que son travail soit adopté par le comité et la gît la difficulté.

*M. Kolupaila*. The Committee must give an instruction and encourage all hydrologists to prepare manuals on each river in question

*M. Goldschmidt*. I propose to continue the work on the Rhine by means of the river members with the object of arriving at an agreed solution for the Rhine.

*M. Serra*. Il serait souhaitable de constituer dès à présent sinon un Comité du moins un « groupe de travail » de l'A.I.H.S.

La question du Cadastre des grands cours va être discutée à la prochaine session (octobre-nov.1957) du Conseil Economique de l'Europe à Genève — L'A.I.H.S. devrait pouvoir dire à cette occasion qu'il existe un groupe de travail.

*M. Tison* est heureux de voir que l'Assemblée ne veut pas se désintéresser du problème. Il reprend la proposition de *M. Goldschmidt* qui a semblé être accueillie favorablement, mais il demande qu'on adjoigne à MM. Friedrich, Volker, Serra, et Walser, M.M. Linsley et Langbein.

*M. Kolupaila* présente alors une lettre de *M. Laszlóffy* demandant notamment s'il ne serait pas possible d'étendre la bibliographie à toutes les sciences de l'eau et si cette bibliographie ne pourrait pas être établie en utilisant la numérotation décimale.

*M. Tison* pense qu'un accord entre les diverses associations s'occupant d'eau serait difficile à obtenir. Il ajoute qu'il rencontre déjà beaucoup de difficultés en se limitant à la seule hydrologie et qu'il ne peut envisager, quant à lui, l'extension envisagée. C'est aussi l'avis de l'assemblée.

Par contre, l'autre proposition, soutenue par *M. Friedrich* et *M. Tison* est adoptée et *M. Friedrich* est chargé de présenter des propositions à ce sujet.



# QUELQUES MOTS AU SUJET DE LA STANDARDISATION DES CARACTÉRISTIQUES HYDRAULIQUES DES COURS D'EAU ET DU CADASTRE DES COURS D'EAU

W. LASZLOFFY

*Ingénieur-docteur*

(Institut de Recherches des Ressources Hydrauliques, Budapest, Hongrie)

## 1. LA STANDARDISATION

La *standardisation* des symboles employés dans les études et bulletins hydrologiques est — comme il ressort interventions citées sous <sup>(1)</sup>, <sup>(6)</sup>, <sup>(9)</sup> et <sup>(10)</sup> — un problème très délicat. Surtout parce qu'il s'agit en général des abréviations ou bien des initiales de mots de la langue de la publication en question. L'importance mnémotechnique et par conséquent didactique des symboles choisis conformément aux termes techniques de la langue nationale est tellement grande, qu'aucune nation ne peut se dispenser de les employer tant dans l'enseignement que dans la pratique des hydrauliciens d'autant moins que les données hydrologiques servent en premier lieu à l'usage des milieux nationaux. Par rapport à cette importance primordiale il est presque indifférent que les symboles soient facilement intelligibles au petit nombre de spécialistes étrangers qui en seraient touchés. On a pu garder les symboles dérivés des mots latins dans la physique, dont la langue était, pendant des siècles, le *latin*, et ils peuvent être adoptés — autant que de besoin — par l'hydrologie aussi, comme p. ex. les symboles  $v$  = *velocitas*,  $R$  = *radius* (rayon hydraulique) etc. Mais le développement de l'hydrologie s'effectue comme celui d'autres sciences d'origine récente dans les différentes langues nationales, et — vu que l'enseignement des langues classiques est partout négligé — on ne peut plus exiger ni que l'hydrologue crée des termes techniques latins, ni qu'il renonce à l'usage de sa propre langue. Malgré cela l'influence des œuvres d'importance générale publiées en langues mondiales peut faciliter — sinon la standardisation, au moins — la *mise en harmonie des symboles de l'hydrologie*.

P. ex. le symbole «  $n$  » introduit en 1869 par KUTTER et GANGUILLET pour caractériser la rugosité du lit est une abréviation de l'expression « *nature des parois* ». La formule des dits auteurs étant fondamentale a été citée dans tous les manuels et l'emploi du symbole «  $n$  » est répandu partout au monde, même dans les ouvrages en langues slaves etc. Plus personne ne pense à son origine étymologique.

Citons comme autre exemple l'influence de l'initiative prise par les chefs des bureaux hydrologiques allemands en 1925 concernant la désignation des hauteurs d'eau et débits caractéristiques [1]. Leurs symboles mêmes ne pouvaient pas être adoptés généralement, mais leur système logique le fut par toute une série de nations [2]. On désigne p. ex. les niveaux maximum et minimum d'une certaine période, respectivement les maxima et minima observés jusqu'à l'heure actuelle par les symboles suivants :

|               |        |    |          |
|---------------|--------|----|----------|
| en allemand   | HW, NW | et | HHW, NNW |
| en français   | HE, BE | et | PHE, PBE |
| en hongrois   | NV, KV | et | LNv, LKv |
| en lithuanien | AH, ZH | et | AAH, ZZH |
| en suède      | HV, LV | et | HHV, LLV |
| en yougoslave | VV, MV | et | VVV, VMV |

Nous voyons qu'on désigne dans ce système les valeurs extrêmes en mettant une troisième lettre devant le symbole du maximum ou minimum relatif, exprimé celui-ci par deux lettres. (Notons entre parenthèses que le même système s'emploie suivant les normes autrichiennes pour la désignation des valeurs caractéristiques de la température d'eau aussi [3]).

On pourra mettre en harmonie également la désignation des valeurs comme : moyenne d'une longue période indéfinie; débit de crue d'une fréquence donnée; hauteur d'eau (ou débit) d'une certaine durée; débit correspondant à un certain niveau caractéristique, débit correspondant à la lecture d'échelle d'une certaine heure, débit maximum ou moyen du jour; valeur (p. ex. de la vitesse, de la turbidité, de la température, etc.) mesurée à la surface de l'eau; valeur moyenne d'une verticale donnée ou d'un profil entier, etc.

Les symboles à employer dans les études hydrologiques ont été standardisés dans plusieurs pays, ce qui rend difficile leur unification. Cette circonstance permet cependant de trouver les conceptions que l'on peut mettre en accord. A cette fin il faudra tout d'abord recueillir et publier en les mettant en parallèle les standards nationaux pour les faire connaître à tous les intéressés. Cette publication représenterait forcément le premier pas vers la création d'un *glossaire des termes techniques de l'hydrologie* et faciliterait la création de symboles de même conception là où leur introduction n'a pas encore eu lieu. (Notons ici qu'il n'y a pas encore de symboles pour la désignation des hauteurs d'eau (et des débits) caractéristiques p. ex. dans la littérature anglo-saxonne.)

Ne comptons pas sur un succès en peu de temps. On ne peut pas forcer la standardisation, mais si l'on se contente de trouver par comparaisons soigneuses tout ce qui se prête à l'unification, on arrivera quand même peu à peu à un certain résultat. Prenons comme exemple la Société Américaine des Ingénieurs Civils (ASCE) dont les efforts de créer une nomenclature sans équivoque relative à l'irrigation remontent à plus de 35 ans [4]. Là on distribue entre les membres d'un comité de spécialistes de temps en temps la liste des termes techniques recommandés, et se contente de fixer ceux qui sont acceptés par la plupart des intéressés.

Pour renforcer ma proposition je mets à la disposition du Comité les standards hongrois « Symboles et nomenclature de l'hydrologie et de l'hydraulique » [5].

## 2. LE CADASTRE DES COURS D'EAU

Au plan-type logique et détaillé des monographies hydrologiques présenté par M. SERRA [6] je ne peux qu'ajouter quelques compléments en m'appuyant sur les expériences acquises au cours de la rédaction de l'Atlas Hydrologique de la Hongrie [7]. Je me tiens donc dans ce qui suit au schéma du plan-type cité ci-dessus.

### I. — Les facteurs conditionnels du régime

#### A. — Facteurs géographiques

a) *Le Relief*. Nous complétons les cartes topographiques souvent trop chargées par un graphique représentant schématiquement la division du bassin versant au bassins partiels, graphique employé par le Service Hydrographique Italien aussi sous le nom « diagrammes de Stecher » (figure 1).

Dans la partie descriptive il faut nommer *le niveau de référence* des cotes d'altitude, surtout s'il s'agit de régions où de différents systèmes de nivellement se rattachent. (Mentionnons p. ex. le secteur des Portes de Fer du Danube où les nivellements partant respectivement du niveau moyen de l'Adriatique et de la Mer

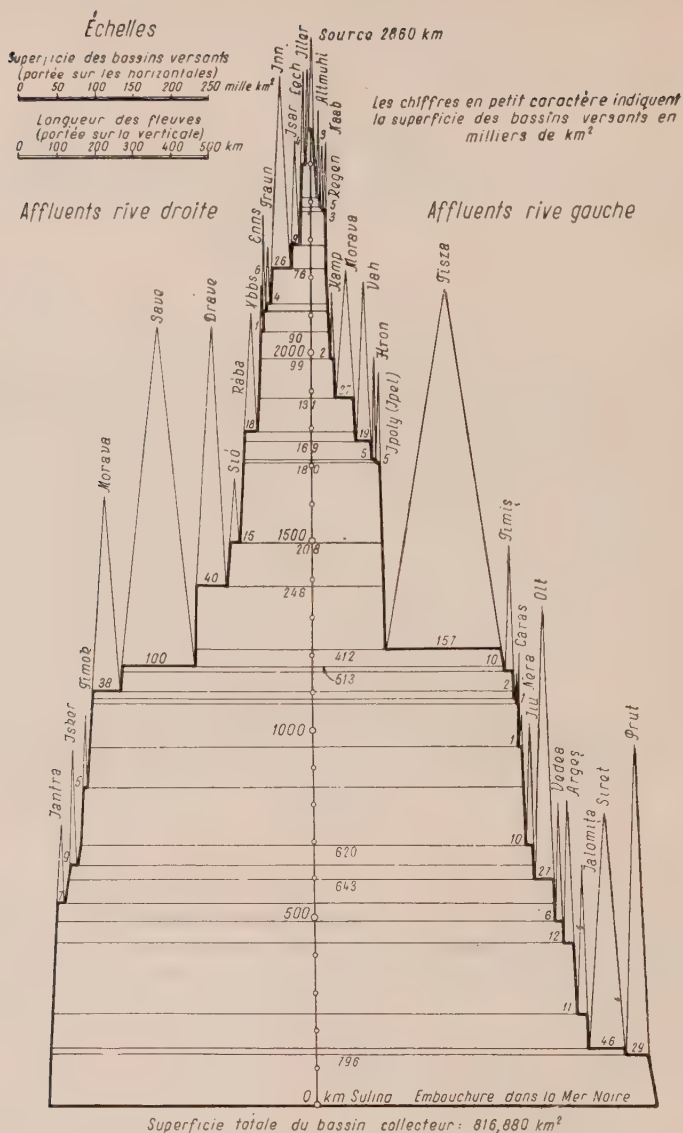


Fig. 1 — Composition du bassin versant du Danube. (Diagramme de Stecher).  
(Pour simplifier la figure nous n'avons représenté que les bassins partiels de premier ordre. Sur l'axe vertical sont portées les distances à partir de l'embouchure suivant le kilométrage uniforme).



Noire se raccordent). Il y a même des cas où les divergences relativement faibles entre les cotes de deux systèmes de nivellement avec point de départ commun mais exécutés à des époques différents et avec précision inégale peuvent occasionner des troubles, — p. ex. sur la Grande Plaine hongroise, où la pente générale des fleuves est inférieure à 1-5 cm/km (!) et la surface est en train de s'affaisser. Au lieu d'indiquer le niveau de référence il faut donc *nommer le nivellement* dont les repères ont été utilisés, étant entendu qu'on part, autant que possible, d'un repère du dernier nivellement général du pays.

b) *Le Sol*. Quant il s'agit de la plaine, on préfère des *cartes pédologiques* aux cartes géologiques, les premières donnant des renseignements sur la perméabilité et la capacité de retention de la couche de sol superficielle.

Notons ici que les annuaires hydrographiques de la Suisse comportent des chiffres relatifs au pourcentage des surfaces rocheuses des bassins versants, données certainement bien caractéristiques au point de vue hydrologique.

c) *La Végétation*. En dehors d'une carte des forêts (indiquant séparément les conifères) on donne des indications relatives aux ravages de l'érosion c.-à-d. aux *principaux lieux d'où le débit solide des rivières provient*.

d) *Le réseau des cours d'eau*. Pour compléter la carte topographique par la représentation de la longueur des affluents et surtout pour faire voir la situation des échelles limnimétriques par rapport aux confluent on dresse le *schéma du réseau des cours d'eau* (fig. 2).

Vu l'influence importante des lacs sur le régime des eaux par suite de leur surface parfaitement imperméable et de leur capacité de retention les annuaires finnois publient le pourcentage de la superficie du bassin versant couvert par eux.

## B. — Facteurs climatologiques

a) *Equipement du bassin au point de vue climatologique*. Nous employons sur la carte des postes ombrométriques des signes conventionnels indiquant — *grosso modo* — la longueur des séries d'observation disponibles (moins de 10 ans, 10 à 30 ans, supérieure à 30 ans). Quant aux autres stations météorologiques nous indiquons par chiffres écrits sous le nom de la station, les appareils dont elles sont munies. (P. ex. 1 = thermomètre d'air, 7 = baromètre enregistreur, 10 = évaporimètre, 12 = pluviographe, etc.)

b) *Pluviométrie*. On donnera — si possible — des graphiques représentant l'intensité des pluies en fonction de leur durée et fréquence, notamment pour les pluies de 5 minutes à 12 heures et de 1 à 6 jours. Le premier servira au calcul des réseaux d'égouts, le deuxième au dimensionnement des systèmes de canaux de dessèchement.

Pour les régions arides et semi-arides on construira aussi des graphiques démontrant la longueur, la durée et la répartition par saisons des périodes de sécheresse. Nous avons examiné en Hongrie a) les périodes absolument sèches, b) les périodes interrompues par pluies inférieures à 1 mm par jour et c) les périodes interrompues par pluies inférieures à 5 mm par jours [8].

c) *Nivométrie*. Des graphiques représentant la fréquence des couches de neige de différente épaisseur en fonction du temps calendrier rendent de bons services si l'on veut évaluer l'importance des réserves potentielles d'eau du bassin emmagasinées dans un moment donné surtout au point de vue des crues à prévoir. (Figure 3).

## II. Le régime des eaux

Le plan-type français ne s'occupe que des débits. Or, il y a beaucoup de problèmes



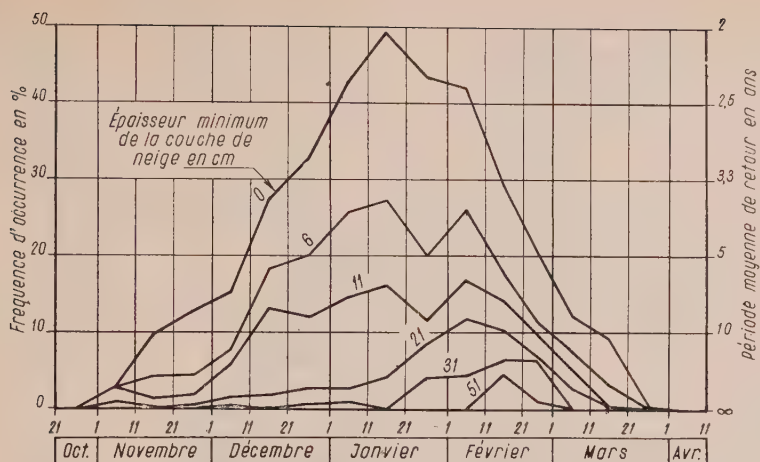


Fig. 3 — Fréquence de l'occurrence par décades des couches de neige de différente épaisseur à Budapest. Moyennes de 1900 à 1944.

où la connaissance des variations du niveau d'eau est indispensable. (Ouvrages de défense contre les inondations, ouvrages de navigation, stations de pompage, etc.). En dehors des débits caractéristiques il faut présenter les hauteurs d'eau caractéristiques aussi, si possible dans la forme de la fig. 2 de l'intervention de M. X. MICHON [9].

a) *Equipped du bassin au point de vue hydrologique.* La carte des postes d'observation annexée à l'Atlas Hydrologique Hongrois représente, en dehors des échelles et des stations de jaugeage, de la situation des puits d'observations phréatométriques, ainsi que de celle des sources enregistrées, les stations de mesure de la température de l'eau. Elle est complétée par un *tableau synoptique démontrant pour chaque poste les années de son fonctionnement.*

Quant aux courbes de tarage on y ajoute toujours la période de leur validité.

b-d) *Régime des eaux.* Le profil en long hydrologique a — dans la pratique hongroise — une forme un peu différente de celle présentée par M. FRIEDRICH [10]. Notamment, quand il s'agit d'une rivière à régime violent, où le débit minimum n'atteint que quelques millièmes du maximum, on ne peut pas réunir dans un seul graphique les lignes montrant la variation du débit maximum, moyen et minimum le long du parcours entier de la rivière. Et si le profil en long hydrologique doit servir non seulement à la représentation des valeurs connues, mais encore au contrôle des données évaluées ou estimées, il est utile de porter sur le graphique non seulement les débits spécifiques mais aussi les rapports des débits maxima et minima aux débits moyens (fig. 4), il en résulte un meilleur contrôle des valeurs estimées. A l'aide du double contrôle ainsi obtenu il est possible de construire le profil en long hydrologique approximatif d'un cours d'eau même au cas où il n'y a qu'un seul profil de jaugeage dont le régime est connu. La figure 5 montre un autre mode de représentation des débits fort instructif, ne pouvant pas cependant utilisé que pour les débits moyens.

e) *Crues.* En dehors du débit et niveau maximum de la « plus forte » crue (c.-à-d. de la crue maximum observée) nous évaluons si la longueur de la série d'observation le permet à l'aide du calcul des probabilités, les niveaux et débits des crues de différentes fréquences (crues de 10, 33, 50 et 100 ans).

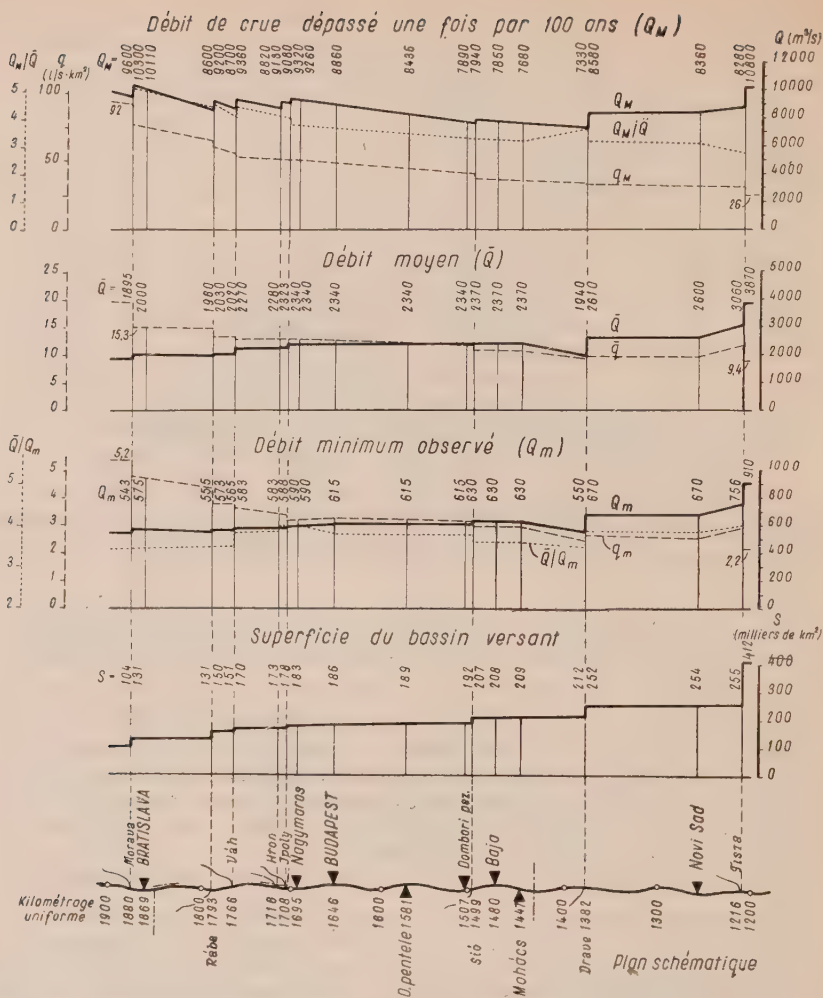


Fig. 4 — Profil en long hydrologique du secteur du Danube allant de l'embouchure de la Morava à l'embouchure de la Tisza.

f) *Transport solide*. Pour la représentation de la granulométrie des matériaux du fond du lit on se sert du diagramme de sa variation, le long de la rivière (figure 6) introduit par F. SCHAFFERNAK [11]. Il serait utile de le compléter par le profil en long en indiquant aussi la pente des affluents au voisinage de leur embouchure.

Mentionnons enfin que — pour les grandes plaines des bassins — l'information sur les couches aquifères (voir point I. A. b) doit être complétée sur la base des enregistrements des puits d'observation par des données relatives aux variations du niveau des eaux phréatiques.

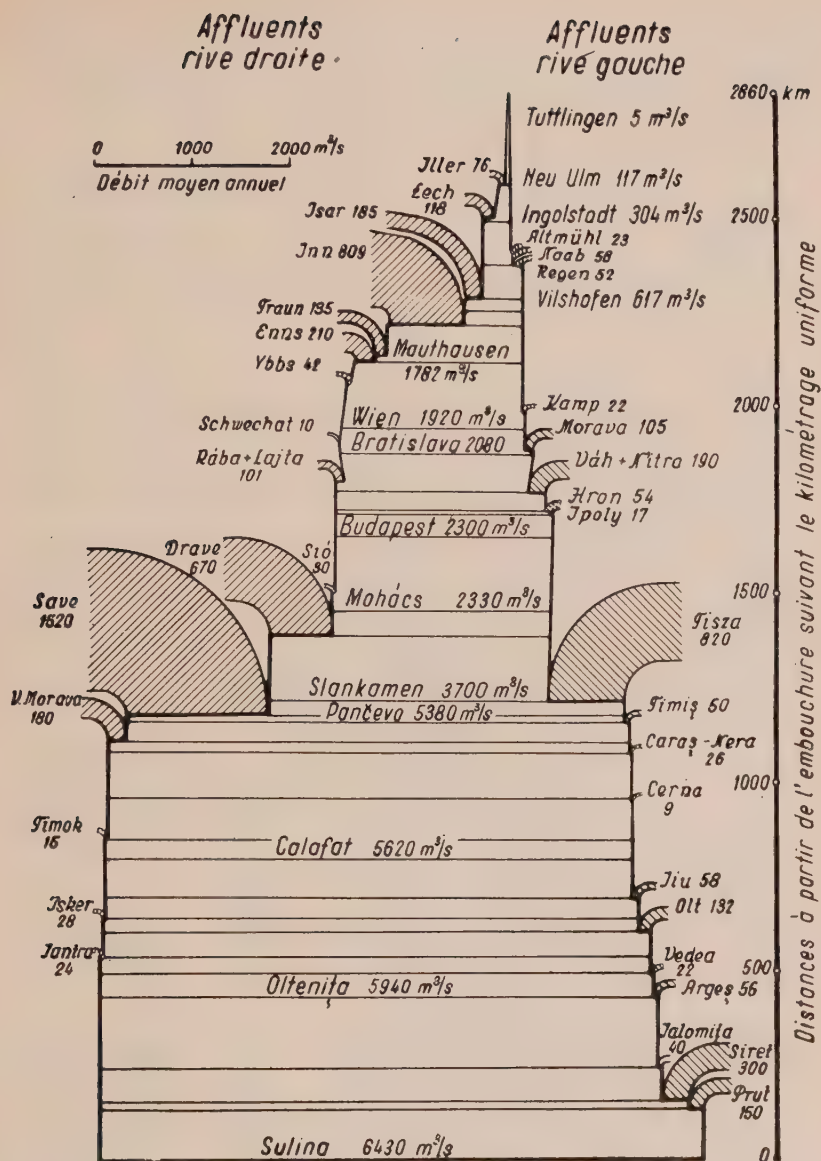


Fig. 5 — Débit moyen du Danube à partir de la source jusqu'à l'embouchure et l'apport moyen des principaux affluents. Les chiffres indiquent le débit moyen annuel en m<sup>3</sup>/s.

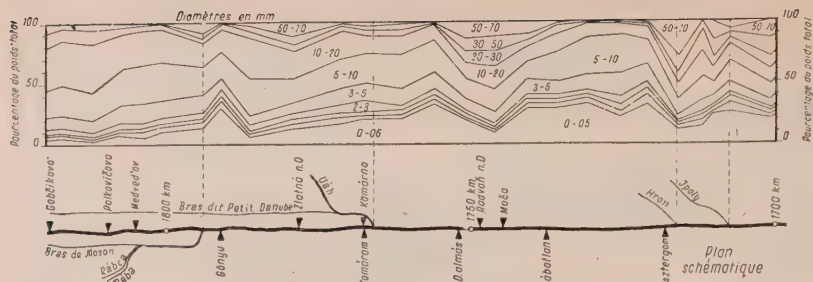


Fig. 6 — Variation de la composition du matériel du fond du Danube sur le secteur entre les kms 1820-1700.

### III. Données physiques, chimiques et biologiques

a) Les informations ne doivent pas se limiter aux sources thermiques et médicales, mais doivent également renseigner au sujet de la composition chimique des eaux phréatiques. (Agressivité au point de vue du béton et des métaux, emploi à l'irrigation).

La composition chimique des eaux phréatiques (dureté, contenu en sulfates, le type d'eau) est à représenter sur cartes [12].

On s'intéresse de plus en plus, surtout en relation avec les besoins d'eau de l'industrie, à la température des eaux des rivières. L'hydrologue doit donc présenter des chiffres à ce sujet. Vu les variations journalières de la température de l'eau, l'heure des lectures doit toujours être indiquée. Il y a des cas où la modification de la température de l'eau dans le sens du parcours du fleuve est également intéressante. (Influence de l'infiltration des eaux souterraines, de l'introduction des eaux usées, des eaux d'affluents venant de régions à conditions climatiques différentes).

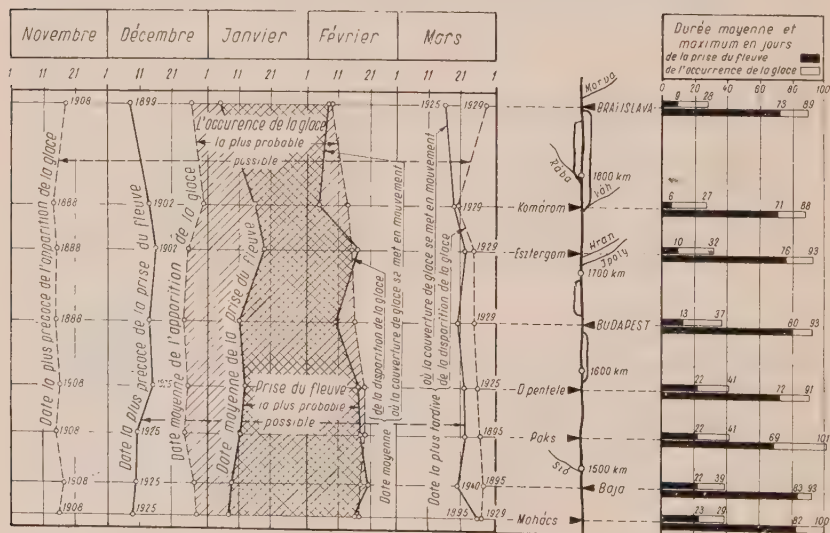


Fig. 7 — Dates caractéristiques du régime de glaces du secteur hongrois du Danube sur la base des observations de 1880/81-1949/50.

La statistique relative au régime des glaces de nos fleuves est d'une grande importance dans la plupart des cas. Il faut donc préparer un relevé des dates moyennes et extrêmes où les divers phénomènes de glace se présentent (fig. 7), un autre sur la durée de la période des glaces et un troisième sur la fréquence de leur apparition.

On enregistre la date la plus précoce et moyenne de l'apparition des glaçons et de la prise du fleuve, mais on ne peut parler de la date la plus tardive sauf au cas où les dites phénomènes se présentent chaque an, sans exception. Parallèlement la date la plus tardive de la disparition de la glace n'a aucun sens pratique sous un climat où son apparition n'est pas régulière.

Quant à la durée de la période des glaces on communiquera la longueur maximum, moyenne (et éventuellement minimum) de la période de la présence des glaces en général, ainsi que de la prise proprement dite, puis les intervalles de l'occurrence de ces phénomènes. Les dates moyennes et extrêmes de l'apparition et de la disparition de la glace d'une part et de la prise du fleuve et de la mise en mouvement des glaces d'autre part délimitent les périodes dans lesquelles la présence de la glace et la prise du fleuve sont respectivement la plus probable et possible.

On rapporte la fréquence des phénomènes de glace à l'hiver en général ou bien à certains intervalles, p. ex. pentades. (Fig. 8). Les données relatives à l'épaisseur

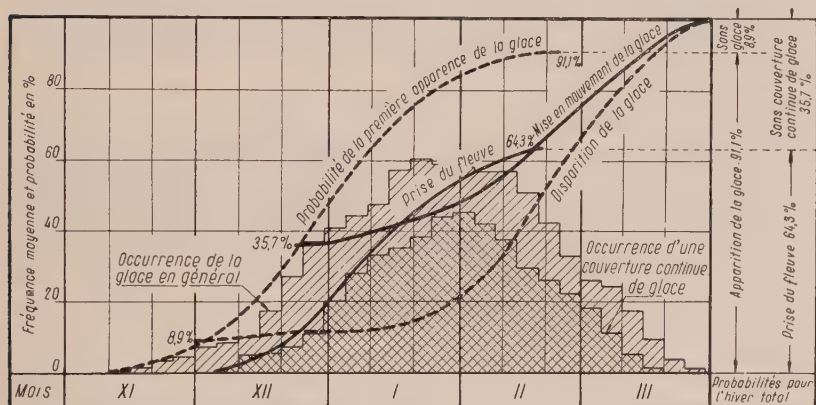


Fig. 8 — Fréquence moyenne de l'occurrence de la glace et de la prise du fleuve par pentades et par an, sur le secteur Dunaföldvár-Mohács du Danube (km 1560-1448).

de la glace se rapportent au point où elles ont été mesurées et elles ne caractérisent généralement pas un profil entier et encore moins un secteur du fleuve. C'est pourquoi l'examen de la fréquence ne peut être étendu qu'exceptionnellement (p. ex. en cas des lacs) à l'épaisseur de la couverture de glace.

L'élaboration des observations relatives à la glace peut se faire par profils ou bien par secteurs du fleuve. Le premier procédé permet des constatations intéressantes en ce qui concerne l'état du lit en sens local. On préfère le deuxième procédé s'il s'agit de la navigabilité d'une voie d'eau [13].

Les statistiques énumérées doivent être complétées s'il y a lieu, par l'indication des endroits favorables à la formation du sorbet et des embâcles.

On calcule souvent la durée de la formation de la glace et la température nécessaire à son apparition suivant SWAROWSKY [11], c.-à-d. le nombre de jours depuis le premier



jour avec température moyenne négative jusqu'à l'apparition des premiers glaçons et la somme des températures moyennes journalières de cette période. Ces chiffres permettent des comparaisons très intéressantes. Il est cependant sujet à caution de vouloir déduire de chiffres analogues se rapportant à la prise du fleuve ou à la disparition des glaces, vu qu'elles dépendent en dehors de la température de l'air non seulement de l'état général du lit, mais aussi des circonstances locales.

c) De nos jours il est encore indispensable de caractériser *la composition chimique des eaux des rivières* et surtout *leur pollution*. Ici on préfère aussi les graphiques. Elles représentent la variation de certaines valeurs caractéristiques ( $BOD_5$ ,  $O_2$ ) en fonction de la saison dans un profil donné ou suivant le profil en long dans un moment choisi (p. ex. l'époque des basses eaux, de la campagne de certaines industries). Vu que la plupart des dites valeurs dépendent aussi du débit on dresse également leur répartition suivant l'ordre de grandeur avec la courbe de durée des débits.

#### IV. Utilisation des eaux

Les données relatives aux besoins d'eau des agglomérations, de l'industrie et de l'agriculture de tout le bassin doivent être réunies dans des relevés, ou plutôt représentées sur des cartes en forme de bandes colorées dont la largeur exprime les quantités et la couleur la qualité de l'eau. Ainsi on peut facilement constater « les goulots » dans l'alimentation en eau d'une certaine région. Je n'insiste plus sur cette question rentrant dans le domaine de la nouvelle discipline de *l'économie hydraulique* bien qu'on ne peut la séparer de l'hydrologie.

##### c) Utilisations industrielles

La description des *usines hydroélectriques* existantes devrait être complétée en y ajoutant non seulement le diagramme altitudes-débits représentant le potentiel hydroélectrique du bassin (voir [6], figure 4) mais aussi un relevé des possibilités se prêtant en premier lieu, au point de vue économique, à l'aménagement. La notion « économique » varie naturellement suivant l'état de développement de l'industrie du pays en question, le dit relevé doit donc être remanié de temps en temps. Bien que cette tâche n'incombe en réalité pas à l'hydrologue il ne peut s'en décharger.

Quant aux *voies navigables* je voudrais attirer l'attention à ce que l'Annuaire Hydrographique hongrois publie chaque année le tableau graphique des hauteurs des seuils suivant la date de leur apparition ainsi que la courbe de durée des profondeurs d'eau inférieurs à 250 cm en comparaison avec les valeurs moyennes et extrêmes observées. Il me semble qu'il était utile d'appliquer ce système à tous les fleuves navigables.

#### VI. Bibliographie

Elle peut être divisée en trois parties :

1) Ouvrages généraux et monographiques — traitant le bassin en question et manuels comportant des chapitres y relatifs.

2) Cartes et recueils de graphiques.

3) Publications relatives à certains détails groupées suivant les points du plan-type et énumérées en ordre chronologique. On communique séparément dans chaque groupe — dans les points I. B. et II. à V. — les publications de nature statistique (Bulletins, Annuaire, etc.).

La communication des données bibliographiques doit être conforme aux règles internationales (lieu et date de la parution, éditeur, nombre de pages, des figures et des tableaux, s'il y a lieu : l'indication des résumés en langues étrangères, etc.).

## BIBLIOGRAPHIE

- (<sup>1</sup>) Intervention de M. BIRCHER (Suisse), Annexe N° 1. Ass. Intern. d'Hydrologie Scientifique. Publication N° 36. Assemblée Générale de Rome 1954, Tome I, p. 98.
- (<sup>2</sup>) S. KOLUPAILA : Hidrometrija. Vol. I-II. Kaunas. 1939/40. (En lithuanien). Vol. I p. 213.
- (<sup>3</sup>) Oesterreichischer Normenausschuss, OENORM A 2400. Fachausdrücke der Hydrologie.
- (<sup>4</sup>) Letter symbols and glossary for hydraulics with special reference to irrigation. American Society of Civil Engineers, *Manuals of Engineering Practice*. No. 11. New York, 1937.
- (<sup>5</sup>) Vizmütáni fogalmak elnevezése és jeleik. MNOSz 15203-52 R. (*Symboles et nomenclature de l'hydraulique*, Norme hongroise No 15203-52 R.)
- (<sup>6</sup>) Intervention de M. SERRA (France). Ass. Intern. d'Hydrologie Scientifique, Publication N° 36. Assemblée Générale de Rome 1954, Tome I, pp. 114-122.
- (<sup>7</sup>) Magyarország Hidrológiai Atlasza. (*Atlas Hydrologique de la Hongrie*, édité par l'Institut de Recherches des Ressources Hydrauliques. Trois séries : I. Les bassins versants. — II. Données hydrométéorologiques. — III. Le régime des eaux).
- (<sup>8</sup>) BOROS I. : Csapadékos és száraz időszakok Csonkamagyarországon. (*Périodes pluvieuses et sèches en Hongrie*. En hongrois, avec résumés allemand, anglais, français et italien) *Vizügyi Közlemények (Revue d'Hydraulique)* Budapest, N° 2 de 1939. pp. 288-323.
- (<sup>9</sup>) Intervention de M. X. MICHON (France). Ass. Internat. d'Hydrologie Scientifique. Publication N° 36. Assemblée Générale de Rome 1954. Tome I, p. 123.
- (<sup>10</sup>) Intervention de M. FRIEDRICH (Allemagne) Ass. Intern. d'Hydrologie Scientifique. Publication No. 36. Assemblée Générale de Rome 1954. Tome I, p. 127.
- (<sup>11</sup>) SCHAFFERNAK F. : Ein Beitrag zur Morphologie des Flussbettes. *Die Wasserwirtschaft*, Wien, 1929. p. 331.
- (<sup>12</sup>) Mme SZEBELLÉDY L. : Módszer a felszíni vizek minőségének ábrázolására. (*Procédé pour la représentation de la qualité des eaux souterraines*. En hongrois, avec résumés français et russe.) Compte-rendu de l'activité de l'Institut de Recherches des Ressources Hydrauliques pendant l'année 1955. Budapest 1956.
- (<sup>13</sup>) S. HORVATH et W. LASZLOFFY : Ice conditions on the Danube between the mouth of Morava river and the Black Sea. XIX<sup>e</sup> Congrès International de Navigation, Londres 1957. Section I. — Communication 3. pp. 219-236.
- (<sup>14</sup>) A. SWAROWSKY : Die Eisverhältnisse der Donau in Bayern und Oesterreich von 1850-1890. Penck's Geographische Abhandlungen. Bd. V., Heft 1. Wien (1894?)

## TABLE DES MATIÈRES

## PRÉVISION

|  |     |
|--|-----|
| Comptes-Rendus des Séances . . . . .   | 5   |
| J. LAMBOR. — Evaluation du coefficient d'écoulement pour les prévisions hydrologiques . . . . .  | 18  |
| P. O. WOLF. — The influence on flood Peak Discharges of some Meteorological Topographical and Hydraulic Factors . . . . .                              | 26  |
| Z. KACZMAREK. — A Method of Determining the Frequency of Droughts . . . . .  | 40  |
| A. KÄLIN — Application de tests statistiques à la Prévision d'apports globaux à l'aide de régressions . . . . .  | 50  |
| M. S. SACHS. — Methods and Procedures used in forecasting dependable Inflow to Grand Conlee Project . . . . .  | 67  |
| G. P. KALININ. — Run-off Calculations and Forecast according to Water Storage in the River Network and to its Water Inflow . . . . .                   | 78  |
| W. N. STAMMERS and H. D. AYERS. — The Effect of Slope and Microtopography on Depression Storage and Surface Detention . . . . .                        | 89  |
| H. A. MORRICE. — The Use of Electronic Computing Machines to plan the Nile Valley as a Whole . . . . .   | 95  |
| M. PARDÉ. — Etiages surabondants de certaines rivières . . . . .   | 106 |
| J. E. NASH. — The Form of the instantaneous Unit Hydrograph . . . . .  | 114 |
| M. I. LVOVITCH. — Stream-Flow Formation Factors . . . . .  | 122 |
| J. RODIER. — Emploi systématique des Bassins Versants élémentaires pour les études hydrologiques dans les Territoires sous-développés . . . . .        | 133 |
| Z. KACZMAREK. — Efficiency of the Estimation of Floods with a given Return Period . . . . .  | 144 |
| J. LARRIEU. — Evaluation des crues catastrophiques par la Méthode des Hydrogrammes synthétiques . . . . .  | 160 |
| H. E. SCHWARZ. — Determination of Flood Frequencies in a major Drainage Basin . . . . .  | 174 |
| L. GHERARDELLI. — Caractéristiques de la variabilité des Apports météoriques et des débits annuels dans les bassins hydrographiques italiens . . . . . | 188 |
| V. L. SHULTZ. — The main peculiarities of the Regimen of Rivers in Central Asia and Ways of their Utilization (en russe) . . . . .                     | 194 |
| KOICHI AKI. — Hydrological Studies in Japan . . . . .  | 201 |
| D. SREBRENOVIC. — Relation between Rainfall and Run-off of a Month as Unit of Time . . . . .   | 203 |
| N. BACHET. — Méthode graphique d'annonce des crues . . . . .   | 219 |
| J. WALLNER. — Hochwasservorhersage aus Niederschlägen am Obermain . . . . .  | 234 |
| D. TONINI. — Sur les corrélations entre les débits moyens de périodes successives . . . . .  | 260 |
| T. DALRYMPLE. — Flood Frequency Relations for Gaged and Ungaged Streams . . . . .  | 268 |
| A. COUTAGNE. — Comment caractériser la variabilité périodique d'un facteur hydrologique . . . . .  | 280 |



|   |     |
|---|-----|
| G. SUPINO. — Mémoire sur l'élaboration statistique des données hydrauliques                                 | 292 |
| L. LAMBOR. — Probable Floods Curve as function of regional Parameters                                       | 300 |
| G. A. ALEXEEV. — Méthodes principales de calcul de l'écoulement maximum en l'absence d'observations         | 308 |
| K. DEBSKI. — Méthode empirique d'évaluation des débits des crues probables                                  | 322 |
| D. V. ANDERSON and J. P. BRUCE. — The Storm and Floods of October 1954 in Southern Ontario                  | 331 |
| I. V. POPOV. — La recherche des changements des bords des retenues et leur Prévision                        | 342 |
| T. JABLONSKA, etc. — Monographies hydrologiques publiées par le Service hydrologique en Pologne             | 347 |
| Service hydrographique italien  | 359 |
| Les travaux hydrologiques en Pologne et leur organisation   | 360 |
| W. STICHLING and S. R. BLACKWELL. — Drainage Area as a Hydrologic Factor on the Glaciated Canadian Prairies | 365 |

## EVAPORATION

|  |     |
|--|-----|
| W. A. NEBIKER and S. ORVIG. — Evaporation and Transpiration from an open Lichen Woodland Surface                                       | 379 |
| P. P. DEMIANCZUK. — Evaporation de la Surface libre de l'eau dans les conditions naturelles en Pologne                                 | 385 |
| G. W. ROBERTSON and R. M. HOLMES. — A new Concept of the Measurement of Evaporation for climatic Purposes                              | 399 |
| A. BOUCHARDEAU. — Etudes d'évaporation dans les régions Sahélo-Soudaniennes  | 407 |
| M. A. KOHLER. — Meteorological Aspects of Evaporation Phenomena  | 421 |
| G. E. HARBECK jr. — The Lake Hefner Water — Loss Investigations  | 437 |
| F. H. W. GREEN. — Problems raised by the operation of, and the Results from, a small Network of British Evaporation Measuring Stations | 444 |
| K. UBELL. — Water-Balance of sand-plateau between the Rivers Danube and Tisza  | 452 |
| A. MARCHETTI. — La Evaporacion en los lagos naturales y artificiales   | 462 |
| P. P. KUZMIN. — Hydrophysical Investigations of Land Waters  | 468 |

## COMITÉ DE STANDARDISATION DES CARACTÉRISTIQUES

|   |     |
|---|-----|
| Compte-Rendu de la séance   | 479 |
| W. LÁSZLOFFY. — Quelques mots au sujet de la standardisation des caractéristiques hydrauliques des cours d'eau et du cadastre des cours d'eau | 482 |

(31.893) Etablissements Ceuterick, s. c., 66, rue V. Decoster, Louvain  
Resp. L. Pitsi, 25, rue Dagobert, Louvain (Belgique)

PRINTED IN BELGIUM





